



**Agostinho António
Rocha Correia e
Almeida da Benta**

**Aspectos do Comportamento Geomecânico da
Formação “Argilas de Aveiro”**



**Agostinho António
Rocha Correia e
Almeida da Benta**

**Aspectos do Comportamento Geomecânico da
Formação “Argilas de Aveiro”**

Tese apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor José Claudino de Pinho Cardoso, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação do Doutor Celso de Sousa Figueiredo Gomes, Professor Catedrático do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

Apoio financeiro da FCT e do FSE no
âmbito da bolsa de doutoramento
PRAXIS XXI/BD/15892/98

o júri

presidente

Prof. Doutor Armando da Costa Duarte
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Celso de Sousa Figueiredo Gomes
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Emanuel José Leandro Maranha das Neves
professor catedrático do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

Prof. Doutor Fernando Joaquim Fernandes Tavares Rocha
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor José Claudino de Pinho Cardoso
professor associado da Universidade de Aveiro

Prof. Doutora Laura Maria Mello Saraiva Caldeira
investigadora principal do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Prof. Doutor Luís Guilherme de Picado Santos
professor associado da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

agradecimentos

O autor pretende expressar o seu agradecimento e reconhecimento a todos os que contribuíram para a elaboração desta dissertação.

Ao professor Celso Gomes, desde o início inextinguível no empenhamento e na orientação científica, disponibilizando sempre todos os meios para que o trabalho prosseguisse. Agradeço ainda a sua enorme compreensão e amizade.

Ao professor Claudino Cardoso, na qualidade de orientador e na qualidade de presidente do Departamento de Engenharia Civil, agradeço a confiança depositada neste trabalho e no autor, o estímulo e a amizade.

À professora Laura Caldeira, minha orientadora de estágio no LNEC, minha amiga e preceptora, que de forma franca e abnegada, com os seus ensinamentos e incentivos e com uma enorme paciência e disponibilidade contribui, de modo decisivo, na minha formação científica e pessoal. Agradeço-lhe ainda, as inúmeras horas dedicadas a este trabalho.

Ao professor Fernando Rocha que, quer pessoalmente, quer na qualidade de Presidente do Departamento de Geociências, apoiou sempre com elevado entusiasmo a realização desta tese.

Aos colegas do Departamento de Engenharia Civil que ajudaram e encorajaram este trabalho, especialmente, ao professor Picado Santos pelo permanente incentivo.

Ao doutor Gomes Coelho que, na qualidade de chefe do Departamento de Geotecnia do LNEC, não poupou esforços para disponibilizar todos os meios necessários para a realização desta dissertação. Agradeço-lhe também a simpatia e o interesse pessoal com que sempre acompanhou o trabalho.

Aos investigadores do LNEC que directa ou indirectamente contribuíram para esta dissertação, nomeadamente: o engenheiro João Marcelino, pela sua amizade e pelos seus ensinamentos de informática e programação; o engenheiro Alfredo Campos pelos conselhos sobre instrumentação. Ao engenheiro Toco Emílio agradeço o empenho na concepção e desenho do edómetro de alta pressão. Agradeço ainda a ajuda dos engenheiros Bilé Serra, José Muralha, Palma e Almeida Garrett.

Aos técnicos do LNEC que comigo realizaram ensaios e com os quais diariamente convivi durante dois anos, senhores: António Costa; António Cardoso; José Alberto; José António; Jorge Veiga; Fernando Rodrigues; António Lemos e Fernando Gaspar.

Agradecimentos (cont.)

Às oficinas do LNEC, na pessoa do seu chefe, Sr. Raul.

Aos colegas engenheiros: Ana Neves, Pedro Oliveira, Miguel Vila, Fernando Bonito e António Machado.

À empresa Mota&Cia, e a toda a sua equipa de sondagens, pelas facilidades concedidas e pelo elevado empenho e profissionalismo com que realizaram a campanha de amostragem.

À empresa Teixeira Duarte, nas pessoas dos doutores Machado Leite e Jorge Dinis, pelos meios disponibilizados e pelos seus esforços na realização da campanha de ensaios com pressiómetro autoperfurador.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Ao Departamento Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Ao Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro - Unidade de investigação Minerais Industriais e Argilas

À empresa Construções Camape.

À Fundação para a Ciência e Tecnologia agradeço o Apoio financeiro no âmbito da bolsa de doutoramento PRAXIS XXI/BD/15892/98

A todos os familiares e amigos que permanentemente contribuíram com toda a paciência e compreensão, em especial, ao saudoso Fernando Labela, que com certeza ficaria muito feliz por ver concluído este trabalho.

palavras-chave

“Argilas de Aveiro”, Prospeção geotécnica, Amostragem, Argilas sobreconsolidadas, Consolidação, Diagenese, Ensaio “in situ”, Ensaio Laboratoriais, Ensaio edométrico, Ensaio Autoperfurador, Resistência ao corte, Deformabilidade,

resumo

As “Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos” ou simplesmente “Argilas de Aveiro” constituem uma importante Formação geológica na região de Aveiro, sobre ela fundam directa ou indirectamente grande parte das construções das áreas urbanas e suburbanas dos concelhos de Aveiro, Ílhavo e Vagos.

Nos primeiros capítulos enquadram-se os materiais estudados no seu contexto geológico e apresentam-se os principais factores mineralógicos influentes no comportamento geral das argilas, sublinhando os mais relevantes nas propriedades geotécnicas e no comportamento geomecânico.

O quarto capítulo é dedicado à amostragem. Nele são apresentadas as técnicas de amostragem usadas e faz-se o seu enquadramento na pré-norma prEN ISO 22475, apresentam-se critérios correntes de avaliação da qualidade de amostras e classifica-se a qualidade das amostras obtidas segundo o Eurocódigo-7.

No quinto capítulo faz-se o confronto entre características geológicas, mineralógicas e geotécnicas, ao longo do eixo Aveiro-Ílhavo-Vagos.

O sexto capítulo é dedicado à compressibilidade, essencialmente à compressibilidade e expansibilidade edométricas. Analisa-se a influência de factores diagenéticos nas curvas de recompressão e expansão. Discute-se o grau de sobreconsolidação e tensões de cedência. Apresentam-se resultados de ensaios laboratoriais de compressão edométrica a baixas e altas pressões de carregamento. Apresenta-se o equipamento desenvolvido para realizar ensaios edométricos especiais.

O sétimo capítulo refere-se à avaliação da deformabilidade e da resistência ao corte nestes materiais, essencialmente, faz-se a avaliação dos parâmetros de deformabilidade e de resistência “in situ” através de ensaios com pressiómetro autoperfurador de Cambridge.

Finalmente, no oitavo capítulo resumem-se as principais conclusões e apontam-se caminhos para futuras investigações.

keywords

“Aveiro Clays”, Consolidation, “in situ” tests, Sampling, Overconsolidated clays, Pressuremeter, Selfboring tests, Oedométric tests, diagenises, shear strength, stress-strain behaviour,.

abstract

“Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos” or simply “Argilas de Aveiro” is an important geologic formation with extensive outcrops in region of Aveiro, which consists mainly of clays used as raw materials in several local ceramic plants; also, most of the public infrastructures and civil constructions have direct or indirect foundations on these clays showing overconsolidated facies; the geomechanical behaviour of these clays dated of the Upper Cretaceous is dealt with in the present thesis.

The first two chapters of the thesis deal with both the geology and the mineralogy of the overconsolidated clays.

The third chapter reports the most relevant geotechnical properties of the overconsolidated clays with influence upon their geomechanical behaviour.

The fourth chapter is dedicated to sampling showing the sampling techniques being employed based on the pre-standard prEN ISO 22475; the current criteria used for the assessment of samples quality are reported as well as the classification of samples quality according to the Eurocode-7.

The fifth chapter deals with the confrontation of the changes on the geological, mineralogical and geotechnical characteristics of the overconsolidated clays along the axis Aveiro-Ílhavo-Vagos.

The sixth chapter is devoted to the property compressibility, essentially to both eodometric compressibility and expansibility. The influence of diagenetic factors upon the recompression and expansion curves are analysed too. Both overconsolidation degree and yield stress are discussed too. The results of eodometric compression obtained in the laboratory at low high load stress are presented as well. The equipment that has been developed to perform the special eodometric tests being carried is described.

The seventh chapter deals with the assessment of deformability and shear strength of the studied overconsolidated clays, the appraisal of the deformability and “in situ” shear strength being essentially based upon tests using the Cambridge selfboring pressuremeter.

Finally the eighth chapter discloses the general conclusions and refers the proposals for future research developments.

ÍNDICE GERAL

CAPÍTULO 1	
INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2	
GEOLOGIA.....	5
2.1 A Bacia Sedimentar de Aveiro	8
2.1.1 Estratigrafia	8
2.1.2 Hidrogeologia	18
2.1.3 A estrutura e tectónica da Bacia.....	18
2.1.4 Novos estudos mineralógicos, sedimentológicos, litoestratigráficos e paleoambientais na Bacia de Aveiro.	21
2.2 A Formação Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos (AAIV)	24
CAPÍTULO 3	
SOBRE OS FUNDAMENTOS MINERALÓGICOS DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ARGILAS	31
3.1 Mineralogia das argilas.....	33
3.1.1 Minerais Argilosos.....	33
3.1.2 Principais grupos de minerais argilosos	36
3.1.3 Minerais não Argilosos presentes nas argilas	42
3.1.4 Relações entre fases nas argilas.....	43
3.1.4.1 Hidratação das argilas.....	43
3.1.4.2 O conceito da dupla camada.....	45
3.1.4.3 Mecanismos da Interacção entre partículas de argila e de água	50
3.1.4.4 Forças interpartículas nas argilas.....	52
3.2 Algumas propriedades das argilas	53
3.2.1 Coesão	53
3.2.2 Capacidade de troca iónica, catiónica e aniónica.....	53
3.2.3 Granulometria	56

3.2.4 Superfície específica	57
3.2.5 Expansibilidade	59
3.2.6 Plasticidade.....	63
3.3 Estrutura e sensibilidade das argilas	67
3.4 Relações entre “fabric”, estrutura e propriedades mecânicas das argilas	72
 CAPÍTULO 4	
PROSPECÇÃO E AMOSTRAGEM.....	77
4.1. O conceito geotécnico de amostra	78
4.2. Regras gerais para a amostragem de solos, de rochas e de águas subterrâneas segundo o Eurocódigo 7	80
4.2.1. Princípios técnicos de execução.....	81
4.2.2. Requisitos gerais para a amostragem por sondagem ou em escavação, segundo a prEN ISO 22475-1	81
4.3. Amostragem em solos segundo a prEN ISO 22475-1.....	85
4.3.1. Classes de qualidade das amostras de solo para ensaios de laboratório.....	85
4.3.2. Categorias dos métodos de amostragem de solos	86
4.3.3. Técnicas de amostragem de solos.....	88
4.3.3.1. Amostragem contínua por sondagens rotativas	88
4.3.3.2. Amostragem contínua por outras técnicas de sondagem.....	89
4.3.3.3. Amostragem com recurso a amostradores (de penetração estática ou à percussão)	91
4.3.3.4. Amostragem por colheita de blocos	92
4.4 Amostragem em rochas segundo a prEN ISO 22475-1	94
4.4.1 Categorias dos métodos de amostragem de rochas	96
4.5. A perturbação das amostras.....	99
4.5.1. Perturbações das amostras do solo durante as sondagens	100
4.5.2. Perturbações das amostras durante a colheita	102
4.5.2.1. Perturbações das amostras obtidas com tubos amostradores	102
4.5.2.2. Perturbações das amostras obtidas por sondagens rotativas com carotagem.....	104
4.5.3. Perturbações das amostras após a colheita. Considerações sobre o acondicionamento, transporte e armazenagem	106
4.5.4. Perturbações das amostras durante o processo de preparação dos provetes para ensaios de laboratório.....	109
4.6. Amostragem por sondagens rotativas com carotagem	110
4.7 Amostragem por sondagens rotativas com carotagem - aplicação nos materiais de comportamento mecânico de fronteira entre solo e rocha	116
4.8. Efeitos da perturbação das amostras nas propriedades geotécnicas dos solos....	124

4.8.1 Efeitos da perturbação das amostras nas propriedades geotécnicas de argilas duras	128
4.8.1.1 Amostras obtidas com tubos amostradores de cravação	128
4.8.1.2. Amostras obtidas em sondagens rotativas.....	128
4.9 Avaliação da qualidade das amostras	131
4.10 Resumo do processo de amostragem usado	134
4.10.1 Localização da amostragem.....	134
4.10.1.1. <i>Site</i> S1 (universidade).....	137
4.10.1.2. <i>Site</i> S2 (vilar).	137
4.10.1.3. <i>Site</i> S3 (quinta do fandango).....	139
4.10.2 Equipamentos	140
4.10.3 Amostragem obtida	142
4.7.1.1. <i>Site</i> S1 (universidade)	143
4.7.1.2. <i>Site</i> S2 (vilar).	147
4.7.1.3. <i>Site</i> S3 (quinta do fandango).....	150
4.7.3 Acondicionamento das amostras.	158
CAPÍTULO 5	
CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DAS AAIV	161
5.1 Características mineralógicas e texturais	165
5.2 Ensaio de caracterização geotécnica	165
5.2.1 Sondagens geotécnicas e ensaios “in situ”	166
5.2.2 Ensaio Laboratoriais	167
5.3 Síntese do Perfil <i>P1</i> (<i>E1</i> , <i>E3</i> , <i>E5</i> , e <i>E6</i>)	168
5.4 Síntese do Perfil <i>P2</i> (<i>E2</i> , <i>E4</i> , <i>E7</i> e <i>E8</i>)	171
CAPÍTULO 6	
COMPRESSIBILIDADE	187
6.1. Conceitos iniciais.....	190
6.1.1 Tensões totais e tensões efectivas	190
6.1.2 Coeficiente de impulso em repouso	191
6.1.3 Compressão edométrica	193
6.1.4 Razão de sobreconsolidação (<i>overconsolidation ratio</i>) – OCR	196
6.1.5 Parâmetros da compressibilidade	197
6.1.6 Teoria da consolidação de Terzaghi.....	199
6.2. Considerações sobre a metodologia de ensaios edométricos.	200
6.2.1. Saturação dos provetes	201

6.2.2. Ensaio por patamares de tensão.....	202
6.2.3. Ensaio a velocidade de deformação constante (<i>constant rate of strain – CRS</i>)	206
6.3. Avaliação da compressibilidade de argilas fortemente sobreconsolidadas	209
6.3.1. Factores controladores das variações volumétricas.....	211
6.3.2. Determinação laboratorial dos parâmetros de compressibilidade em argilas duras	215
6.3.2.1. Avaliação da expansibilidade (Ensaio de expansão livre e ensaios de expansão impedida).....	216
6.3.2.2 Ensaio edométrico convencional, por patamares até altas tensões e a velocidade de deformação controlada.....	217
6.3.2.2.1 Ensaio de alta pressão por escalões de tensão.....	220
6.3.2.2.2 Ensaio de alta pressão a velocidade de deformação controlada	224
6.4. Avaliação da compressibilidade das argilas da formação “AAIV”	225
6.4.1. Edómetro de alta pressão.....	227
6.4.2. Interpretação dos ensaios de alta pressão realizados.....	237
6.4.2. Resumo dos ensaios edométricos realizados	255
6.4.2.1. Site S1 (Universidade) e S2 (Vilar)	255
6.4.2.2. Site S4 (Vagos)	256
6.4.2.3. Site S3 (Quinta do Fandango - Esgueira).....	257
CAPÍTULO 7	
DEFORMABILIDADE E RESISTÊNCIA AO CORTE.....	259
7.1. AVALIAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO E DA DEFORMABILIDADE “IN SITU”	260
7.2. ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS.....	262
7.2.1 PRESSIÓMETROS DE PERFURAÇÃO PRÉVIA (<i>PDP – PRE-DRILLED PRESSUREMETERS</i>)	263
7.2.2 PRESSIÓMETROS AUTOERFURADORES (<i>SBP – SELFBORED PRESSUREMETERS</i>)	264
7.2.3 PRESSIÓMETROS PENETRANTES (<i>PIP – PUSHED IN PRESSUREMETERS</i> OU <i>DISPLACEMENT PRESSUREMETERS</i>)	265
7.3. ENSAIO CSBPT (<i>CAMBRIDGE SELFBORING PRESSUREMETER TEST</i>).....	266
7.3.1 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS DE ENSAIO	267
7.3.2 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS DE SONDAGEM ASSOCIADOS AO ENSAIO.....	272
7.3.3 PROCEDIMENTOS DE CALIBRAÇÃO	273
7.3.4 ASPECTOS RELACIONADOS COM A SELECÇÃO DOS LOCAIS DE ENSAIO	275
7.4. INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS COM PRESSIÓMETRO AUTOERFURADOR	277
7.4.1. TEORIA DA EXPANSÃO RADIAL DE UMA CAVIDADE CILÍNDRICA.....	278
7.4.2. TENSÃO HORIZONTAL <i>IN SITU</i>	279
7.4.3. MÓDULOS DE DISTORÇÃO	282
7.4.4. PARÂMETROS DA RESISTÊNCIA AO CORTE	285

7.5. APLICAÇÃO DOS ENSAIOS COM <i>CSBP</i> NA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE MATERIAIS CRETÁCIOS DA FORMAÇÃO “ <i>ARGILAS DE AVEIRO-ÍLHAVO-VAGOS</i> ”	290
7.5.1 SITE <i>S1</i> (UNIVERSIDADE).	290
7.5.1.1 Tensões horizontais em repouso	293
7.5.1.2 Módulos de distorção, <i>G</i>	295
7.5.1.3 Resistência ao corte não drenado	300
7.5.2 Site <i>S3</i> (Quinta do Fandango - Esgueira).	304
7.5.2.1 Tensões horizontais em repouso	306
7.5.2.2 Módulos de distorção, <i>G</i>	307
7.5.2.3 Resistência ao corte não drenado	309
7.5.3 Site <i>S4</i> (Vagos).	312
7.5.3.1 Tensões horizontais em repouso	313
7.5.3.2 Módulos de distorção, <i>G</i>	313
7.5.2.3 Resistência ao corte não drenado	315
7.6 ENSAIOS LABORATORIAIS	317
7.6.1 ENSAIOS SOBRE PROVETES DE AMOSTRA INDEFORMADA	319
7.6.2 ENSAIOS SOBRE PROVETES RECONSTITUÍDOS.....	324
CAPÍTULO 8	
CONCLUSÕES	329
BIBLIOGRAFIA	337

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2. 1 – Os três sectores (setentrional, central e meridional) da Bacia Lusitânica (Soares et al., 1993).....	5
Figura 2. 2 – Localização da Bacia de Aveiro no esquema estrutural do bordo W da Península Ibérica, adaptado de Bernardes (1992)	5
Figura 2. 3 - Paleomorfologia da Bacia Lusitânica durante as sucessivas fases de “rifting”, segundo Bernardes (1992)	6
Figura 2. 4 – Domínios de sedimentação no final do Cenomaniano Superior (Rey, 1995)....	7
Figura 2. 5 - Domínios de sedimentação na base do Turoniano Inferior (Rey, 1995)	7
Figura 2. 6 - Limites da Sedimentação no Cretácico Superior (Senoniano), adaptado de Lauverjat (1982)	8
Figura 2. 7 – Localização da área de estudo nas respectivas cartas geológicas.....	10
Figura 2. 8 – Esboço geológico, simplificado da região estudada <i>in</i> (Rocha, 1993)	15
Figura 2.9 – Esquema estrutural da sub-bacia norte-lusitânica. As zonas de fracturação estão indicadas a pontilhado (Soares <i>et al.</i> , 1993).	19
Figura 2.10 – Paleosuperfície do topo da Formação Argilas de Aveiro.....	20
Figura 2.11 – Divisão aproximada da bacia segundo os seis Sectores considerados por Rocha (1993)	22
Figura 2. 12 - Perfil litoestratigráfico Cacia-Aveiro-Ílhavo-Vagos e planta com a sua localização. (adaptado de Rocha, 1993)	27

CAPÍTULO 3

Figura 3. 1 – (a) tetraedro de sílica (b) folha tetraédrica de sílica em arranjo hexagonal. ..	34
Figura 3. 2 – (a) unidade octaédrica (b) folha octaédrica.....	34
Figura 3. 3 – Folha tetraédrica de sílica vista em planta	35
Figura 3. 4 – Representação esquemática dos grupos de minerais argilosos com base na estrutura cristalina	35

Figura 3. 5 – Microfotografia electrónica de cristais de caulinite bem desenvolvidos, amostra de St. Austell, Cornwall, Inglaterra (Tovey, 1971).....	38
Figura 3. 6 – Representação esquemática da estrutura da clorite argilosa.....	40
Figura 3. 7 – Representação esquemática da estrutura da vermiculite.....	41
Figura 3. 8 – Classificação dimensional das partículas existentes nos solos.....	43
Figura 3. 9 – Distribuição dos iões adjacentes a uma superfície de mineral argiloso, de acordo com o conceito da dupla camada difusa (Mitchell, 1993).....	45
Figura 3. 10 – Variação do potencial eléctrico.....	48
Figura 3. 11 – a) Modelo hipotético de configuração multi-camadas para a interface partícula de argila-água. b) Variação do potencial de superfície (ψ_0) na região de interface (adaptado de Guven, 1992).....	49
Figura 3. 12– Atracção por osmose.....	51
Figura 3. 13 – Atracção por dipolos de água.....	51
Figura 3. 14 – Energias de repulsão, atracção e totais para a interacção entre duas superfícies paralelas (Mitchell, 1993).....	53
Figura 3. 15 – Distribuição das cargas eléctricas nas bases e nos bordos dum cristal duma partícula de argila.....	54
Figura 3. 16 – Curva com a adsorção de AM pela argila (Gomes, 2002).....	59
Figura 3. 17 – A) mineral argiloso com expansão intercristalina. B) mineral argiloso com expansão intracristalina (adaptado de Gillot, 1987).....	60
Figura 3. 18 – Actividade das <i>Argilas de Aveiro</i> nos sectores interior nordeste e no sector central (Benta <i>et al.</i> , 2000).....	65
Figura 3. 19 – Quatro relações entre potencial de expansão e índice de plasticidade (Chen, 1975, in Mitchell, 1993).....	66
Figura 3. 20 – Carta para classificação do potencial de expansão (modificado de Seed <i>et al.</i> , 1962 in Mitchell, 1993).....	66
Figura 3. 21 – Influência do “fabric” metaestável no índice de vazios sob uma tensão efectiva de consolidação.....	70
Figura 3. 22 – Estados possíveis no campo índice de vazios-tensão efectiva (Mitchell, 1993).....	73
Figura 3. 23 – Estados iniciais relativamente ao estado crítico e suas relações com a poropressão e com as variações volumétricas durante a deformação (adaptado de Mitchell, 1993).....	75

CAPÍTULO 4

Figura 4. 1 – Afastamento das trincheiras relativamente às fundações superficiais	83
Figura 4. 2 – Processo de obtenção da amostra com recurso a tubo amostrador	92
Figura 4. 3 - Resumo das técnicas de amostragem de solos	93
Figura 4. 4 – Qualidade da recuperação de sondagens em rocha (adaptado da prEN ISO 22475-1)	95
Figura 4. 5 – Efeito do “piping” no valor N_{SPT} em areias médias a finas (Sutherland, 1963)	102
Figura 4. 6 – Definições dos diâmetros D_1 , D_2 , D_3 e D_4 (prEN ISSO 22475-1:2003[E])	104
Figura 4. 7 - Amostras “indeformadas” da formação em estudo seladas com gaze e parafina.(foto da esquerda – sem tubo; foto do centro - em “liner” de PVC transparente; foto da direita – em PVC opaco).....	107
Figura 4. 8 - Perda de humidade das amostras com o tempo (adaptado de Clayton <i>et al.</i> , 1995)	107
Figura 4. 9 – Movimento relativo da amostra na colheita e na extracção do tubo	110
Figura 4. 10 – Desenvolvimento da viscosidade com o tempo (Clayton <i>et al.</i> , 1995)	113
Figura 4. 11 - Amostradores de tubo simples (A), de tubo duplo (B) e de tubo triplo (C). (prEN ISO 22475-1:2003; Clayton, 1995)	115
Figura 4. 12 – Amostradores rotativos:	118
Figura 4. 13 – Amostrador para sistema “wireline”	123
Figura 4. 14 – Efeito da perturbação na trajectória de tensões e na resistência, durante a compressão triaxial não drenada de uma argila ligeiramente sobreconsolidada e estruturada (Clayton, 1995)	125
Figura 4. 15 – Variações da resistência à compressão não drenada da argila de Tóquio causadas por diferentes métodos de amostragem (Seko e Tobe, 1977).	126
Figura 4. 16 – Compressibilidade uniaxial durante um ensaio edométrico de uma argila estruturada ligeiramente sobreconsolidada (Clayton <i>et al.</i> , 1995)	126
Figura 4. 17 – Trajectórias de tensões efectivas e envolventes de rotura em ensaios de compressão triaxial não drenados, em argilas duras da Upper Mottled Clay (Londres)...	130
Figura 4. 18 – Efeitos dos diferentes tipos de amostragem em argilas duras plásticas (Hight,2000)	131
Figura 4. 19 – Localização dos três <i>sites</i> inicialmente estudados.	136
Figura 4. 20 – Fotografia aérea da área envolvente ao Site 1	137
Figura 4. 21 – Fotografia aérea da área envolvente do Site 2.....	138
Figura 4. 22 – Fotografia aérea da área envolvente do Site 3.....	139
Figura 4. 23 – Máquina de sondagens usada na prospecção.	140
Figura 4. 24 – Sequência de operações para a montagem do tubo amostrador	141

Figura 4. 25 – Caixa-log da sondagem e amostras intactas obtidas.....	144
Figura 4. 26 – Perfil litológico do site S1 (Universidade) e respectiva amostragem.....	146
Figura 4. 27 – Cascalheiras grosseiras da base do Quaternário; camada entre os 4,60 e 5,90m (foto da esquerda), camada entre 6,65 e 7,00m (foto da direita).	147
Figura 4. 28 – Fotos evidenciando a descompressão penetrativa que afecta o maciço Cretácico no local S2	148
Figura 4. 29 – Caixa-log da sondagem e amostras intactas obtidas.....	148
Figura 4. 30 – Perfil litológico do site S2 (Vilar) e respectiva amostragem.	149
Figura 4. 31 – Materiais do Cretácico da sondagem S3. Foto A: Areia com muito baixo teor de argila (colheita a 15m de profundidade). Foto B: Areia argilosa com seixos rolados coloridos (recolhida a 30 m de profundidade).....	151
Figura 4. 32– Materiais de cobertura do Quaternário. Foto A: Areia lavada de praia (0,0-3,0m de profundidade). Foto B: Cascalheira grosseira (3,0-3,5m de profundidade)	151
Figura 4. 33 – Perfil litológico do site S3 (Quinta do Fandango) e respectiva amostragem (0 aos 26 metros)	152
Figura 4. 34 (continuação da Figura 4. 32) – Perfil litológico do site S3 (Quinta do Fandango) e respectiva amostragem (26 aos 40 metros).....	153
Figura 4. 35 – Amostras arenosas muito erodidas pelo bit e pelo fluido de circulação. Segmentos iniciais das manobras (topos das carotes).	154
Figura 4. 36 – Amostras intactas obtidas na sondagem S3 entre os 0 e os 20m de profundidade.....	156
Figura 4. 37 – Caixa-log da sondagem S3.	157
Figura 4. 38 – Canal para a deposição da amostra após a extracção do amostrador.....	158
Figura 4. 39 – Amostras “intactas” dentro do “liner” seladas com gaze e parafina	158
Figura 4. 40 – Amostras seladas com gaze e parafina	159
Figura 4. 41 – Processo de selagem das amostras	159
Figura 4. 42 – Amostras deformadas envoltas em película plástica aderente	160

CAPÍTULO 5

Figura 5. 1 - Localização das estações geológico-geotécnicas.....	163
Figura 5.2 - Localização das estações geológico-geotécnicas (na carta geológica).....	164
Figura 5. 3 - Posição dos solos do perfil <i>P1</i> na Carta de Plasticidade	170
Figura 5. 4 - Aspecto das camadas superficiais da AA/IV numa exploração em Vagos	172
Figura 5. 5 - Curvas granulométricas das AA/IV na área urbana de Aveiro (<i>E7</i> – Vilar)	173
Figura 5. 6 - Composição textural da AA/IV nas estações de Vilar e de Q. do Fandango ..	174
Figura 5. 7 - Curvas granulométricas da estação <i>E8</i> – Quinta do Fandango.....	174

Figura 5. 8 - Difractograma de raios X obtidos na estação E8 (amostra aos 22m de profundidade)	175
Figura 5. 9 - Posição dos solos do perfil P2 na Carta de Plasticidade	176
Figura 5. 10 - Comparação da actividade da fracção argilosa da E7 e da E8.....	176
Figura 5. 11 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 1 (FONTÃO) erro na legenda DPL	178
Figura 5. 12 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 2 (SOSA)	179
Figura 5. 13 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 3 (SALGUEIRO)	180
Figura 5. 14 - Resumo das características texturais, mineralógicas e geotécnicas avaliadas na da ESTAÇÃO 4 (PRESA)	181
Figura 5. 15 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 5 (COSTA DO VALADO)	182
Figura 5. 16 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 6 (S. BERNARDO)	183
Figura 5. 17 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 7 (VILAR)	184
Figura 5. 18 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 8 (Q. DO FANDANGO)	185

CAPÍTULO 6

Figura 6. 1 – Tensões efectivas, vertical e horizontal, que actuam num elemento de solo em repouso.	191
Figura 6. 2 – Esquema do ensaio edométrico.....	193
Figura 6. 3 – Resultados de um ensaio edométrico: a) tensões efectivas em escala aritmética; b) tensões efectivas em escala logarítmica.	195
Figura 6. 4 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo: a) tensões em escala logarítmica; b) tensões em escala aritmética (Fernandes, 1994).	198
Figura 6. 5 – Curva de compressibilidade ($e-\log \sigma'_v$). (Ducasse <i>et al.</i> , 1985).....	204
Figura 6. 6 – Critério para avaliação da remoldagem do provete, usando a curva de compressibilidade; a) amostra indeformada b) amostra remoldada.....	205
Figura 6. 7 – Relação entre o grau de consolidação, U , e o coeficiente de pressão intersticial, PPR (Almeida <i>et al.</i> , 1995)	208
Figura 6. 8 – Deformação vertical versus tensão efectiva para ensaios por escalões (IL) e para ensaios CRS (Almeida <i>et al.</i> , 1995).....	209

Figura 6. 9 – Quatro correlações estabelecidas entre o potencial de expansão e o índice de plasticidade.....	212
Figura 6. 10 – Idealização do comportamento de carga-descarga-recarga. (Mitchell, 1993)	213
Figura 6. 11 – Efeito da trajectória de tensões na expansibilidade de uma areia argilosa (Seed <i>et al.</i> , 1962)	214
Figura 6. 12 – Curvas de compressibilidade não corrigida e corrigida das deformações do equipamento, obtidas num ensaio de expansão impedida (Josseaume <i>et al.</i> , 1991)	217
Figura 6. 13 – Curva de compressibilidade de uma argila dura obtida a partir de ensaios edométricos por patamares de alta tensão (Josseaume <i>et al.</i> , 1991)	221
Figura 6. 14 – Ilustração do método simplificado (<i>in</i> Josseaume <i>et al.</i> , 1991)	222
Figura 6. 15 – Ilustração do método de Schmertmann.	223
Figura 6. 16 – Determinação de σ'_p e do índice de expansibilidade C_s a partir do ensaio de velocidade de deformação controlada.....	225
Figura 6. 17 - Curva de compressibilidade obtida para a amostra 2830 (S1) em edómetro convencional	226
Figura 6. 18 – a) Conjunto de unidades que constituem o novo sistema edométrico do LNEC; b) célula edométrica na configuração de baixa pressão; c) célula edométrica na configuração de alta pressão	228
Figura 6. 19 – Célula edométrica: a) configuração de baixa pressão e b) configuração de alta pressão.	229
Figura 6. 20 – Esquema de ligação entre as diversas unidades do novo sistema edométrico.....	232
Figura 6. 21 - Painel de controlo do sistema na configuração para ensaios de carregamento incremental.	234
Figura 6. 22 – Procedimentos de montagem e cravação da amostra: a) segmento de amostra indeformada; b) cravação controlada do conjunto anel cortante + anel portaamostra + alonga; c) conjunto após cravação e d) anel porta-amostra + provete final.	235
Figura 6. 23 - Curva experimental obtida em ensaio com edómetro de alta pressão (Am2827)	237
Figura 6. 24 – Comparação das curvas de compressibilidade obtidas em ensaios com edómetro convencional e o de alta pressão (Am 2827)	238
Figura 6. 25 - Comparação dos valores dos coeficientes de consolidação, C_v , obtidos pelo ensaio de alta pressão e pelo ensaio de baixa pressão (amostra 2827).	239

Figura 6. 26 - Determinação dos parâmetros de consolidação através do método da raiz quadrada do tempo (exemplo extraído do ensaio de alta pressão sobre a amostra 2848)	239
Figura 6. 27 - Volume de água introduzido na amostra durante a aplicação da contrapressão	240
Figura 6. 28 - Aplicação do método simplificado para obtenção da tensão vertical de cedência (amostra 2827)	241
Figura 6. 29 - Curvas de consolidação (assentamento vs tempo) e do coeficiente de pressão intersticial vs tempo (amostra 2827) em escalões de carga (primeiro carregamento)	243
Figura 6. 30 - Evolução dos assentamentos e dos coeficientes de pressão intersticial em escalões de carga (amostra 2827)	245
Figura 6. 31 - Curvas de evolução do assentamento e do coeficiente de pressão intersticial em escalões de carga e de primeira e segunda recarga (amostra 2827)	246
Figura 6. 32 - Curvas de expansão e de evolução do coeficiente de pressão intersticial (amostra 2827) em escalões de primeira descarga	247
Figura 6. 33 - Curvas de evolução do assentamento e do coeficiente de pressão intersticial em escalões de primeira descarga (amostra 2827)	248
Figura 6. 34 - Evolução da pressão intersticial normalizada no decurso do ensaio edométrico de alta pressão da amostra 2728	249
Figura 6. 35 - Evolução no tempo dos coeficientes de pressão intersticial para diferentes escalões de carga (à esquerda tempos em escala normal, à direita tempos em escala logarítmica)	251
Figura 6. 36 - Variação do valor de t_{max} com a tensão vertical aplicada	252
Figura 6. 37 - Curvas de consolidação do coeficiente de pressão intersticial normalizadas para tensões superiores à tensão de cedência	253
Figura 6. 38 - Gráfico da função σ_v/σ_{v0} generalizada a todas as curvas de consolidação com comportamento normalmente consolidado	253
Figura 6. 39 - Curvas experimentais obtidas para os três escalões de carregamento no domínio pós cedência e as respectivas curvas analíticas	254
Figura 6. 40 - Comparação de parâmetros de compressibilidade dos locais de Vagos, Aveiro e Esgueira	258

CAPÍTULO 7

Figura 7. 1 - Níveis de deformação envolvidos em ensaios geotécnicos	261
Figura 7. 2 - Pressiómetros: a) de perfuração prévia - modelo Ménard; b) autoperfurador; c) penetrante (<i>Pushed In Pressuremeter</i>). Adaptado de Clayton(1995)	263
Figura 7. 3 - Resultados típicos dos três tipos de pressiómetros,	266
Figura 7. 4 - Perturbações causadas pelo amostrador convencional (à esquerda) e pela ponta biselada do pressiómetro (à direita), (Marques, 1997)	268
Figura 7. 5 - Tipos de desagregadores (da esquerda para a direita): espátula cortante; <i>rock-roller bit</i> ; secção total (<i>full face</i>)	268
Figura 7. 6 – Pressiómetro durante o procedimento de substituição da membrana	269
Figura 7. 7 - Chassis do CSBP, mostrando um conjunto braço e palpador,	270
Figura 7. 8 – Interior do CSBP digital. Sistema de leituras analógicas (lado esquerdo da imagem); conversor analógico/digital e microprocessador (lado direito da imagem)	270
Figura 7. 9 - Cabine com os equipamentos de aquisição e controlo do ensaio	271
Figura 7. 10 - Máquina de sondagens utilizada na realização dos ensaios <i>SBPT</i>	273
Figura 7. 11 - Sequência de execução do processo de autoperfuração (Clarke, 1992)	273
Figura 7. 12 - Fluxograma da aquisição e do tratamento dos dados do ensaio <i>SBPT</i>	274
Figura 7. 13 - Geometria da expansão de uma cavidade cilíndrica	279
Figura 7. 14 - Ilustração do método de <i>lift-off</i> para a determinação da tensão horizontal <i>in situ</i> (adaptado de Dalton and Hawkins, 1982)	280
Figura 7. 15 - Comparação entre módulos de elasticidade obtidos de ensaios triaxiais e de SBP e observações de retroanálise (Clarke, 1992)	284
Figura 7. 16 - Variação da “rigidez material” com a “deformação de corte”	285
Figura 7. 17 - Método de extrapolação da pressão limite	286
Figura 7. 18 - Determinação de c_u e p_L , segundo a análise de Gibson e Anderson (1961)	287
Figura 7. 19 - Valores de c_u obtidos por ensaios com SBP e em ensaios triaxiais	288
Figura 7. 20 - Posicionamento dos ensaios pressiométricos do local <i>S1</i>	291
Figura 7. 21 - Curva pressão versus deslocamento radial da cavidade (ensaio <i>B1T1</i> local <i>S1</i> -Universidade)	292
Figura 7. 22 – Determinação da pressão de “ <i>lift-off</i> ” (ensaio <i>B1T1S1</i>)	294
Figura 7. 23 – Avaliação de p_o pelo método de Marsland e Randolph (ensaio <i>B1T1S1</i>)	294
Figura 7. 24 - Variação de tensão lateral <i>in situ</i> com a profundidade no local <i>S1</i>	295
Figura 7. 25 - Variação do coeficiente de impulso de terras em repouso com a profundidade no local <i>S1</i>	295
Figura 7. 26 – Determinação do módulo de distorção inicial, G_i ,	296
Figura 7. 27 - Determinação do módulo de rigidez, G_{ur} , a partir de um ciclo de descarga-recarga	296

Figura 7. 28 - Variação do módulo de distorção inicial e na cedência com a profundidade (local S1- <i>Universidade</i>)	297
Figura 7. 29 - Exemplo da determinação dos parâmetros η e λ através da representação bilogarítmica tensão radial versus distorção.....	298
Figura 7. 30 - Variação do módulo de distorção secante com a distorção (local S1).....	299
Figura 7. 31 - Variação do módulo de distorção secante normalizado com a distorção (local S1)	299
Figura 7. 32 - Determinação da resistência ao corte não drenada pelo método de Palmer	301
Figura 7. 33 - Determinação da resistência ao corte não drenado pelo método de Gibson e Anderson	301
Figura 7. 34 - Variação da resistência não drenada com a profundidade (local S1)	302
Figura 7. 35 - Variação da pressão limite com a profundidade (local S1).....	302
Figura 7. 36 - Variação da tensão de cedência com a profundidade (local S1)	302
Figura 7. 37 - Variação do índice de rigidez com a profundidade (local S1)	302
Figura 7. 38 - Comparação entre curvas experimentais e curvas modeladas	304
Figura 7. 39 - Posicionamento dos ensaios pressiométricos do local S3	305
Figura 7. 40 - Curvas pressão versus deslocamentos radiais da cavidade (local S3-Qta do Fandango)	306
Figura 7. 41 - Variação de tensão lateral <i>in situ</i> com a profundidade no local S3	307
Figura 7. 42 - Variação do coeficiente de impulso de terras em repouso com a profundidade no local S3	307
Figura 7. 43 - Variação do módulo de distorção inicial e na cedência com a profundidade (local S3- Qta do Fandango)	308
Figura 7. 44 - Variação do módulo de distorção secante com a distorção (local S3).....	308
Figura 7. 45 - Variação do módulo de distorção secante normalizado com a distorção ..	309
Figura 7. 46 - Variação da resistência não drenada com a profundidade (local S3)	310
Figura 7. 47 - Variação da pressão limite com a profundidade (local S3).....	310
Figura 7. 48 – Variação da tensão de cedência com a profundidade (local S3)	310
Figura 7. 49 – Variação do índice de rigidez com a profundidade (local S3)	310
Figura 7. 50 - Comparação entre curvas experimentais e curvas modeladas	311
Figura 7. 51 – Curvas pressão versus deslocamentos radiais da cavidade (local S4 -Vagos)	312
Figura 7. 52 – Variação de tensão lateral <i>in situ</i> com a profundidade no local S4	313
Figura 7. 53 - Variação do coeficiente de impulso de terras em repouso com a profundidade no local S4	313

Figura 7. 54 - Variação do módulo de distorção inicial e na cedência com a profundidade (local S4 Vagos)	314
Figura 7. 55 - Variação do módulo de distorção secante com a distorção (local S4)	314
Figura 7. 56 - Variação do módulo de distorção secante normalizado com a distorção ...	315
Figura 7. 57 – Variação da resistência não drenada com a profundidade (local S4)	315
Figura 7. 58 - Variação da pressão limite com a profundidade (local S4)	315
Figura 7. 59 – Variação da tensão de cedência com a profundidade (local S4)	316
Figura 7. 60 - Variação do índice de rigidez com a profundidade (local S4)	316
Figura 7. 61 - Comparação entre curva experimental e curvas modelada	317
Figura 7. 62 – Curva granulométrica da amostra 2848 (local S3)	319
Figura 7. 63 - Trajectórias de tensões efectivas, no diagrama $s'-t$	321
Figura 7. 64 - Deformação axial <i>versus</i> tensão de desvio, para três diferentes tensões efectivas de consolidação	322
Figura 7. 65 - Variação da pressão intersticial com a deformação, para as três tensões de consolidação	322
Figura 7. 66 – Fotografias do provete n.º 3 (amostra 2848) na preparação para o ensaio (fotos 1 e 2) e após o ensaio (fotos 3 e 4)	323
Figura 7. 67 – Variação do módulo de deformabilidade secante com a deformação axial	323
Figura 7. 68 - Variação volumétrica dos provetes durante a consolidação isotrópica	324
Figura 7. 69 - Trajectórias de tensões efectivas	325
Figura 7. 70 - Deformação axial <i>versus</i> tensão de desvio, para três diferentes tensões efectivas de consolidação	326
Figura 7. 71 - Variação da pressão intersticial com a deformação, para as três tensões de consolidação	326
Figura 7. 72 - Evolução dos módulos de deformabilidade secante com a deformação	327
Figura 7. 73 - Evolução dos módulos de deformabilidade secantes normalizados com a deformação	327

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2

Quadro II.I - Síntese litoestratigráfica das unidades pós-Jurássico que ocorrem na região (in Rocha, 1993, modificado de Ferreira Soares <i>et al.</i> , 1982).....	14
Quadro II.II - Unidades Litoestratigráficas presentes em cada Sector da Bacia de Aveiro, segundo Rocha (1993)	23
Quadro II.III - Principais características da unidade Argilas de Aveiro, adaptado de Rocha (1993)	26
Quadro II.IV - domínios deposicionais na bacia de Aveiro no final do Cretácico (Campaniano-Maestrichtiano)	28
Quadro II.V – Associações de fácies e respectivos ambientes deposicionais na Formação Arenitos e Argilas de Aveiro (segundo Bernardes, 1986).	29

CAPÍTULO 3

Quadro III.I – Capacidade de troca catiónica de alguns minerais argilosos (Grim, 1968) ..	55
Quadro III.II – Alguns parâmetros cristalóquímicos e algumas propriedades de separados granulométricos da argila “Fireclay” de Ashfield, Yorkshire-Inglaterra (adaptado de Gomes, 1988)	56
Quadro III. III – Variação da área da superfície em partículas com diferentes formas.....	57
Quadro III. IV - Superfícies específicas de alguns minerais argilosos (Gomes, 2002)	58
Quadro III. V – Valores de plasticidade de alguns minerais argilosos (Mitchell, 1993)	63
Quadro III. VI – Classificação das argilas em termos da sua actividade (Skempton, 1953)	64
Quadro III. VII – Classificação da consistência das argilas em termos de resistência à compressão simples (Terzaghi e Pack, 1967).....	68
Quadro III. VIII – Classificação quanto à sensibilidade das argilas (Rosenqvist, 1953, in Mitchell, 1993)	69

CAPÍTULO 4

Quadro IV. I- Classes de qualidade das amostras de solo para ensaios de laboratório, de acordo com prEN 1997-2.....	86
Quadro IV. II – Classes de qualidade das amostras para ensaios de laboratório e categorias de amostragem a ser usadas.	87
Quadro IV. III– Amostragem por sondagem rotativa em solos (extraído da prEN ISO 22475-1:2003[E])	90
Quadro IV. IV – Amostragem por sondagens rotativas em rochas (extraído da prEN ISO 22475-1:2003[E]).....	98
Quadro IV. V – Principais causas de perturbação do solo nas diferentes fases do processo de amostragem.	100
Quadro IV. VI – velocidades recomendadas para diferentes tipos de fluidos de circulação (Australian Drilling Industry Training Committee, 1996)	111
Quadro IV. VII – Comparação da qualidade das amostras das argilas de Tóquio obtidas com diferentes tipos de amostradores (Seko e Tobe, 1977).....	120
Quadro IV. VIII – Características geométricas do amostrador.....	140
Quadro IV. IX – Classificação das recuperações em cada camada de acordo com o TCR estimado	143
Quadro IV. X - Resumo da amostragem obtida no segmento cretácico da sondagem S1 (Universidade).....	145
Quadro IV. XI – Referência das amostras obtidas no segmento Cretácico da sondagem S2 (Vilar)	150
Quadro IV. XII - Resumo da amostragem obtida no segmento cretácico da sondagem S3 (Quinta do Fandango).	155

CAPÍTULO 5

Quadro V. I - Resumo dos trabalhos de caracterização “in situ” considerados em cada estação	166
Quadro V. II - Resumo dos trabalhos de caracterização laboratorial considerados em cada estação	168
Quadro V. III - Classificação de argilas quanto à consistência	170

CAPÍTULO 6

Quadro VI. I – Critérios de qualidade propostos para provetes triaxiais de argilas sensíveis (Berre, 1985).....	218
Quadro VI. II – Valores da tensão de pré-consolidação obtidos, em argilas duras de Dunkerque, pelo método simplificado e pelo método de Schmertmann (Josseaume <i>et al.</i> , 1991)	223
Quadro VI. III – Processos de carregamento.....	236
Quadro VI. IV – Características das amostras “indeformadas” dos sites S1 e S2 testadas em ensaios edométricos	255
Quadro VI. V - Principais resultados dos ensaios edométricos realizados.....	256
Quadro VI. VI – Características da amostra “indeformada” do site S4 (Vagos) testada em ensaios edométricos	257
Quadro VI. VII - Principais resultados dos ensaios edométricos realizados	257
Quadro VI. VIII – Características da amostra “indeformada” do site S3 (Q. Fandango) testada em ensaios edométricos	257
Quadro VI. IX - Resultados dos ensaios edométricos realizados sobre a amostra 2848 ..	258

CAPÍTULO 7

Quadro VII. I - Dimensões exteriores das peças cortantes e das membranas dos pressiômetros em diferentes configurações (adaptado de Marques, 1997)	269
Quadro VII.II - Resumo dos resultados dos ensaios pressiométricos efectuados na sondagem do local S1 - Universidade	303
Quadro VII. III - Resumo dos resultados dos ensaios pressiométricos efectuados na sondagem do local S3- Quinta do Fandango.....	311
Quadro VII. IV - Resumo dos resultados dos ensaios pressiométricos efectuados na sondagem do local S4- Vagos.....	316
Quadro VII. V - Resumo das principais características da amostra 2848	318
Quadro VII. VI – Principais características dos provetes usados nos ensaios triaxiais e respectivas tensões de consolidação.....	319
Quadro VII. VII – Módulos de deformabilidade máximos, para 0,1% de extensão axial e para 1% de extensão axial, obtidos para três diferentes níveis de consolidação inicial.....	324
Quadro VII. VIII – Principais características dos provetes remoldados usados nos ensaios triaxiais e respectivas tensões de consolidação.	324

SIMBOLOGIA

a_v – Coeficiente de compressibilidade

AAIV – Formação geológica “Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos” (formação também designada de “Argilas de Aveiro”).

ASTM – American Society for Testing and Materials

A_c – Actividade da argila

C_c - Índice de compressibilidade (ensaio edométrico).

C_r - Índice de recompressibilidade (ensaio edométrico).

C_s - Índice de expansibilidade (ensaio edométrico).

c_u – coesão não drenada.

C_u^{nc} – coesão não drenada, argila normalmente consolidada

c' – coesão efectiva.

c_v – coeficiente de consolidação (ensaio edométrico).

c_α – coeficiente de consolidação secundária (ensaio edométrico)

CAU – Ensaio não drenado de consolidação anisotrópica.

CBR – California Bearing Ratio (Ensaio CBR)

CHG - Ensaio de consolidação com gradiente hidráulico controlado (controlled hydraulic gradient).

CIU – Ensaio não drenado de consolidação isotrópica.

CIUTC – Ensaio de compressão triaxial de consolidação isotrópica não drenado (consolidated isotropic undrained triaxial compression)

CPT – Ensaio de penetração estática (Cone Penetration test)

CRC - Ensaio de consolidação com ritmo de consolidação constante (constant rate of consolidation)

CRL - Ensaio de consolidação com ritmo de carregamento constante (constant rate of loading)

CRS - Ensaio de consolidação a velocidade de deformação constante (constant rate of strain)

CSBP – Cambridge SelfBoring Pressuremeter

SIMBOLOGIA

CSBPT – Ensaio pressiométrico com pressímetro Autoperfurador de Cambridge (Cambridge SelfBoring Pressuremeter Test)

CTC – Capacidade de troca catiónica

d.e.e. – Diâmetro esférico equivalente

DPH – Penetrómetro dinâmico pesado

DPL – Penetrómetro dinâmico ligeiro (igual a PDL)

DPSH – Penetrómetro dinâmico super pesado

e – Índice de vazios

e₀ – Índice de vazios em repouso.

e_i – Índice de vazios inicial (ensaio edométrico)

e_{vo} – Índice de vazios em repouso na tensão vertical de repouso

E_{eh=0} – Módulo edométrico (compressão com extensão horizontal nula)

EAP – Ensaio de compressão edométrica de alta pressão

EBP – Ensaio de compressão edométrica de baixa pressão

EIU – Electronic Interface Unit (ensaio pressiométrico)

EN – Norma europeia

ESU – Electricity Separating Union (ensaio pressiométrico)

G – Módulo de distorção do solo (meio)

G₀ – Módulo de distorção em repouso

G_{max} – Módulo de Distorção máximo

G_{ur} – Módulo de Distorção medido num ciclo de descarga-recarga

G_s – Densidade relativa das partículas sólidas

GTS – Geotechnical saw-tooth carbide set

H_{cr} – Altura do provete no ensaio CRS

H_{il} – Altura do provete no ensaio por incrementos

H_i – Altura inicial do provete

HPE – Hight Pressure oedometer (igual a EAP)

IL – Índice de liquidez

IP – Índice de plasticidade

ISO – International Organization for Standardization

ISRM – International Society for Rock Mechanics

LCPC – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (França).

LL – Limite de liquidez (igual a w_L)

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Portugal).

LP – Limite de plasticidade (igual a w_p)

LVDT – Linear Variable Differential Transformer

m_v – Módulo de deformabilidade volumétrico do solo ou de módulo edométrico do solo.

MA – Milhões de anos
MPM – Pressiómetro Ménard
n - Porosidade
N – Número de pancadas (ensaio SPT)
k – Coeficiente de permeabilidade
k_i – Coeficiente de permeabilidade no início do ensaio
K₀ – Coeficiente de impulso em repouso
k_v – Coeficiente de permeabilidade vertical
k_h – Coeficiente de permeabilidade horizontal
OCR – Grau de sobreconsolidação (Overconsolidation ratio).
OS-T/W – Amostrador de tubo aberto de parede fina
OS-TK/W – Amostrador de tubo aberto de parede grossa
P_a – Pressão atmosférica
prEN – Pré-norma europeia
PAF – Pressiómetro autoperfurador (Pressiomètre AutoForeur)
PAFSOR – Pressiomètre AutoForeur pour Sol Raide
PAM – Pressiomètre AutoForeur Marin
PCP – Painel de controlo de pressões (ensaio pressiómetrico)
PDP – Pré-Dilled Pressuremeters (Pressiómetros de perfuração prévia) igual a PBP
PBP – igual a PDP
PIP – Pushed In Pressuremeters
PPR – Coeficiente de pressão neutra (poro pressure ratio)
PPR_{Max} – Máximo coeficiente de pressão neutra
PS-T/W – Amostrador de piston de parede fina
PS-TK/W – Amostrador de piston de parede grossa
r – Velocidade de deformação (strain rate) no ensaio CRS.
r₀ – Ritmo de deformação de referência
r_{sc} – Velocidade de deformação (strain rate) no ensaio CRS (sem correcção da deformação do sistema).
RQD – Rock quality designation (somatório dos comprimentos de todas as peças com mais de 100mm de uma carote, expressa como percentagem do comprimento total da manobra)
RX – Raios X
S_u – Resistencia ao corte não drenado
S – Site (local de testes)
SB – Sondagem à rotação
SBP – Selfboring Pressuremeter (Pressiómetro autoperfuradores)

SBPT –

SCU – Strain Control Unit (ensaio pressiométrico)

SCR – Solid core recovery (comprimento de carote recolhida sob a forma de cilindros sólidos, expressa como percentagem do comprimento total da manobra)

S.E.A.M. – Superfície específica pelo método do azul metileno

SETRA – Service d'Etudes Techniques des Routes e Autoroutes

SPT – Standard penetration test (Ensaio de penetração dinâmica).

t – tempo.

t_{umáx.} - Tempo correspondente ao máximo desenvolvimento de pressão intersticial (ensaio edométrico)

t_{máx.} – (igual a *t_{umáx.}*)

T_v – Factor tempo, em consolidação vertical

TCR – Total core recovery (comprimento total da carote recuperada de uma sondagem, expressa como percentagem do comprimento total da manobra);

YSR – *Yield stress ratio* (razão entre a tensão vertical efectiva de cedência e a tensão vertical efectiva em repouso)

u – Pressão neutra

u_b – Pressão intersticial na base (ensaio edométrico)

u_e – Excesso de pressão intersticial
(ensaio edométrico)

U – Grau de consolidação

UU – Ensaio não drenado e não consolidado (undrained unconsolidated)

UC – Ensaio não drenado consolidado (undrained consolidated)

UUTC – Ensaio de compressão triaxial não consolidado e não drenado (unconsolidated undrained triaxial compression)

v – Volume

v₀ – Volume inicial.

V_p – Velocidade de propagação das ondas P (ondas compressivas, primárias ou longitudinais).

V_s – Velocidade de propagação das ondas S (ondas de corte, secundárias ou transversais)

w – teor em água

w_n - teor em água natural

WRSBP – Weak Rocks SelfBoring Pressuremeter

WL – Limite de liquidez

ε– Extensão

ρ– Densidade relativa

γ– Peso volúmico.

Δ – Variação

γ_w – Peso volúmico da água

σ – Tensão

σ_0, σ_1 – Tensão inicial

σ' – Tensão efectiva

σ_y, σ_z – Tensão vertical

σ'_v – Tensão vertical efectiva

σ'_p – Tensão de pré-consolidação

σ'_{p0} – Tensão de pré-consolidação normalizada, obtida a um ritmo de deformação r_0

σ'_{vy} – Tensão vertical de cedência

σ'_s – Tensão de expansão

σ'_{v0} – Tensão efectiva vertical de repouso

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A Formação geológica *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos*, ou simplesmente, *Argilas de Aveiro*, estende-se desde o rio Vouga, a nordeste, até ao Oceano Atlântico. O eixo Aveiro-Ílhavo-Vagos corresponde aproximadamente ao alinhamento onde esta formação tem maior espessura e maior ocorrência superficial. Razão pela qual se instalaram nestes concelhos um grande número de unidades industriais ligadas à exploração e transformação destas argilas. O declínio da actividade cerâmica e o crescimento populacional dos concelhos litorais, fez aumentar gradualmente a importância geotécnica destes materiais, ao passo que o interesse como matéria-prima foi esmorecendo.

Nesta dissertação faz-se um levantamento das principais condicionantes geológicas e geotécnicas da região, procura-se uma metodologia de caracterização geológico-geotécnica destes materiais, predominantemente argilosos e fortemente sobreconsolidados e estuda-se em detalhe aspectos geomecânicos em três locais que se revelaram, de algum modo, elucidativos dos diferentes comportamentos que estes materiais podem exhibir. Análise geotécnica e geomecânica que é fundamentada em termos geológicos e mineralógicos.

O trabalho desenvolve-se a diferentes escalas, consequência das especificidades de cada temática abordada. Nos casos em que um estudo regional, ou pelo menos sectorial, foi considerado pertinente, foi essa a escala utilizada. Naturalmente, enquadra-se numa maior dimensão observacional o capítulo dedicado à geologia. Quando se chega ao capítulo da caracterização geológico-geotécnica aumenta, justificadamente, o pormenor e restringem-se, necessariamente, as áreas abarcadas. Nos dois últimos capítulos – compressibilidade, deformabilidade e resistência ao corte, a análise passa a ser planimetricamente pontual, aqui, pretende-se analisar e desenvolver metodologias de caracterização geomecânica que, por um lado, se ajustem aos problemas em tese, e por outro, se adequem aos materiais estudados, materiais predominantemente silto-argilosos, sobreconsolidados,

frequentemente cimentados, com comportamento mecânico que está entre o comportamento dos solos e o comportamento das rochas.

A investigação desenvolve-se em duas fronteiras distintas, uma científica, de método - a fronteira entre a geologia e a engenharia civil, e outra de objecto - a fronteira entre os solos e as rochas. Este posicionamento, embora natural, foi causa de muitas das dificuldades que foi necessário superar.

Para apoiar o estudo foi consultada vasta bibliografia relativa à geologia da região, principalmente a que se relaciona com o Cretácico da Bacia Ocidental Portuguesa, em especial, os trabalhos de cartografia, de estratigrafia, de paleontologia e de mineralogia da região de Aveiro. Paralelamente, foram estudados trabalhos anteriores de temática semelhante ou com pontos de pesquisa comuns. Por se terem revelado de maior importância na condução das investigações, há que referir os estudos desenvolvidos no LCPC em França e os trabalhos de Burland em Inglaterra.

Relativamente à área em estudo, e no que diz respeito ao enquadramento geológico, podem citar-se, a Carta Geológica de Portugal Folhas 16-A Aveiro e 16-C Vagos e os trabalhos de: Carlos Teixeira e Georges Zbyszewski (1976); Bernardo Barbosa (1981); Jacques Lauverjat (1982); Ferreira Soares, Bernardo Barbosa e Pena dos Reis (1982); Pierre-Ives Berthou (1984); Cristina Bernardes (1986); Fernando Rocha (1989 e 1993); Celso Gomes, Fernando Rocha e Henrique Delgado (1994). Documentos de consulta da maior relevância e contribuição para o esboço geológico apresentado.

Já no que se refere a trabalhos de índole geotécnica, a tese de Ferreira Gomes (1992) e os relatórios de estudos geológico-geotécnicos para obras realizadas na região, constituem os elementos de consulta disponíveis.

Para o contacto com a geologia da superfície e da sub-superfície recorreu-se, especialmente numa fase inicial do trabalho, a escavações que ocorreram na área urbana de Aveiro. Foram as primeiras observações, antes da programação da campanha de prospecção por sondagens, que viria a ser executada posteriormente.

A colheita de amostras “indeformadas” foi feita tendo em consideração as especificidades dos materiais amostrados, o que levou a utilizar amostradores triplos com *liners* em PVC transparente para o revestimento das amostras concomitantemente com a perfuração. Também as velocidades de rotação, e em especial, as pressões de perfuração e do fluido

de circulação estiveram debaixo de rigoroso controlo. No total foram obtidos cerca de 46 metros de amostragem dos quais cerca de 66% se podem classificar de muito boa qualidade.

Não menos importante, foi a apreensão de novas ferramentas teóricas e laboratoriais de estudo dos materiais da interface solos duros - rochas brandas.

CAPÍTULO 2

GEOLOGIA

Os materiais estudados nesta dissertação, situam-se na Bacia Sedimentar de Aveiro, sector setentrional da Bacia Lusitânica (Figura 2. 1) e do grande grupo de unidades sedimentares que a Orla Meso-Cenozóica Ocidental constitui. A Bacia sedimentar de Aveiro (Figura 2. 2) fica situada entre o Maciço Hespérico, delimitado pela Falha Porto-Tomar (a Leste), o alinhamento Tocha-Febres-Mogofores (a Sul) e o Oceano Atlântico (a Oeste).



Figura 2. 1 – Os três sectores (setentrional, central e meridional) da Bacia Lusitânica (Soares et al., 1993)

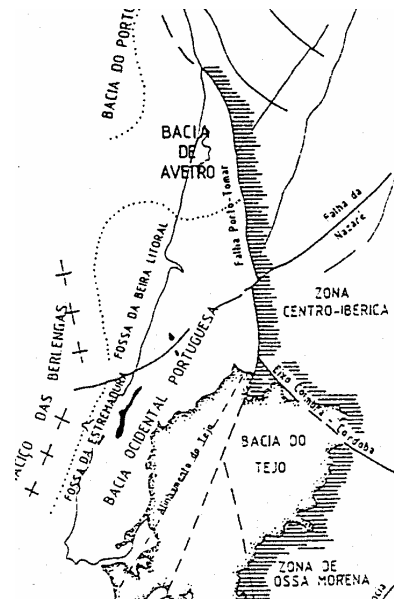
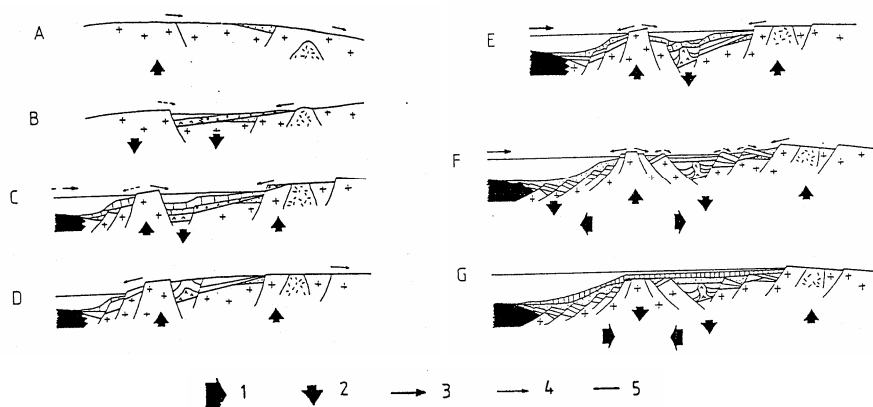


Figura 2. 2 – Localização da Bacia de Aveiro no esquema estrutural do bordo W da Península Ibérica, adaptado de Bernardes (1992)

A individualização da Bacia Lusitânica inicia-se com a distensão Triásica que afecta a Meseta Ibérica e promove actividade filoniana de carácter básico, e intracratónica,

prenúncio do início da fase de “rifting” que levará à abertura do Atlântico e à instalação da Orla Meso-Cenozóica Ocidental. A Figura 2. 3, de Bernardes (1992), esquematiza a paleomorfologia da Bacia Lusitânica durante as sucessivas fases de “rifting”. No bordo ocidental da bacia forma-se um importante sistema de “horsts”, que originam as Fossas da Estremadura e da Beira Litoral (Boillot e Malod, 1988).

A evolução da Bacia Lusitânica é complexa. A sua geodinâmica tem envolvido processos de distensão e de compressão, de subsidência e de levantamento, de basculamentos, de fracturação e de dobramentos, entre outros. Também a evolução litoestratigráfica, condicionada em larga medida pela evolução geodinâmica, não é menos problemática.



A: Pérmico-Triássico Inferior. B e C: Triássico Superior-Caloviano. D: limite Caloviano-Oxfordiano. E e F: Oxfordiano-Kimeridgiano Superior-Turoniano.

1 – movimentos horizontais; 2 – movimentos verticais; 3 – expansão oceânica; 4 – direcção do transporte detrítico; 5 – superfície de aplanamento.

Figura 2. 3 - Paleomorfologia da Bacia Lusitânica durante as sucessivas fases de “rifting”, segundo Bernardes (1992)

Os trabalhos de Pena dos Reis *et al.* (1992) e Bernardes (1992) são apenas duas referências de entre muitas outras que se podem indicar para uma consulta mais aturada desta matéria.

Para o nosso estudo interessa porém salientar, que até ao Cretácico Médio, a Bacia de Aveiro só em pequena medida esteve envolvida nos grandes episódios sedimentares siliciclásticos e carbonatados que caracterizam os sectores central e meridional da Bacia Lusitânica.

Efectivamente, a transgressão Cenomaniana é a última a atingir Aveiro num quadro geográfico alargado, que se estende para sul, até ao Cabo Espichel (Figura 2. 4). Isto porque, na passagem do Cenomaniano ao Turoniano um importante movimento de

basculamento, ligado, entre outros motivos, ao reactivar da fractura tardi-Hercínica da Nazaré, provoca a progressiva emersão do sector sul e a manutenção do mar na parte norte da Bacia (Berthou, 1984).

No decurso do Cretácico Médio e Superior constata-se uma migração para norte das áreas de subsidência máxima, (Lauverjat, 1982 e Berthou, 1984). No final do Turoniano Inferior, a zona de subsidência encontra-se deslocada para norte do anticlinal Tocha-Mogofores e os depósitos marinhos restringem-se a um pequeno golfo centrado em Mira (Lauverjat, 1982). A Figura 2.5 apresenta os domínios de sedimentação na base do Turoniano Inferior e a Figura 2. 6, os limites da sedimentação no Cretácico Superior (Senoniano).

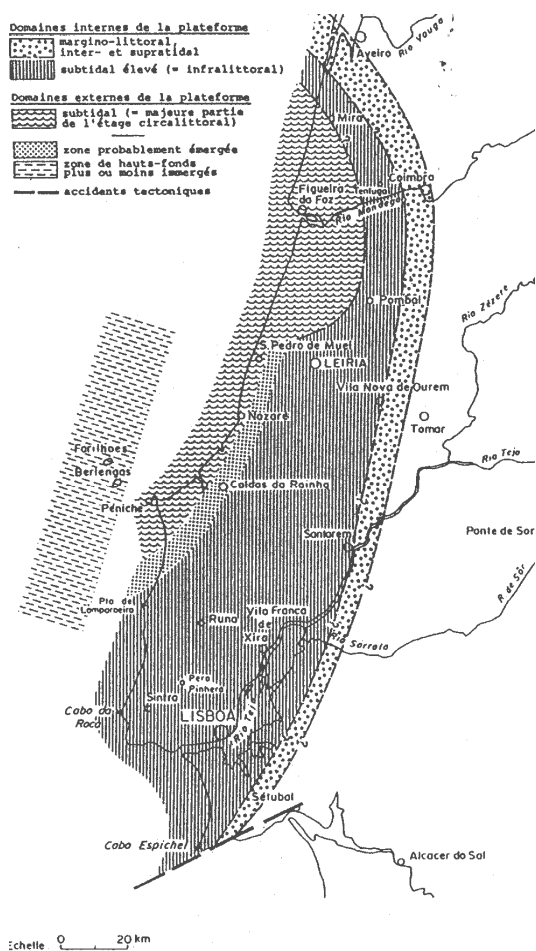


Figura 2. 4 – Domínios de sedimentação no final do Cenomaniano Superior (Rey, 1995)

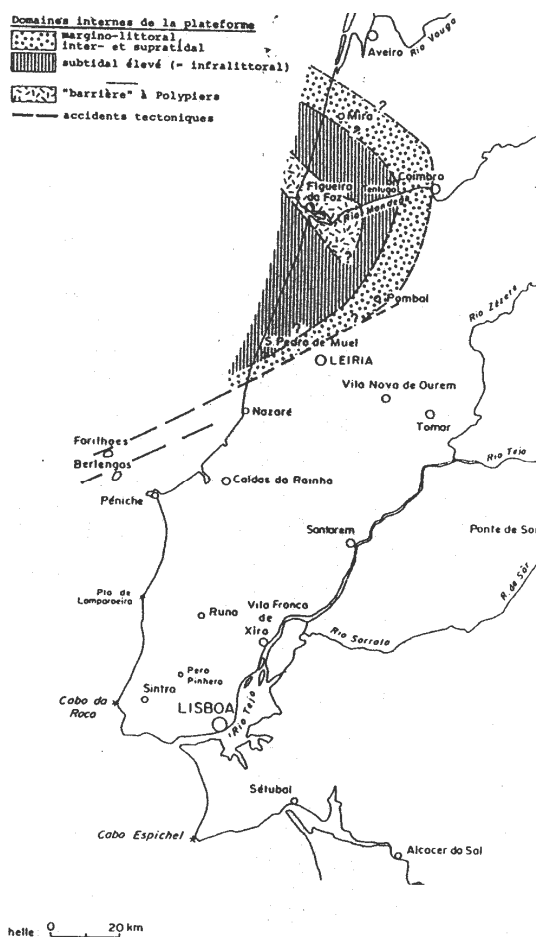


Figura 2. 5 - Domínios de sedimentação na base do Turoniano Inferior (Rey, 1995)

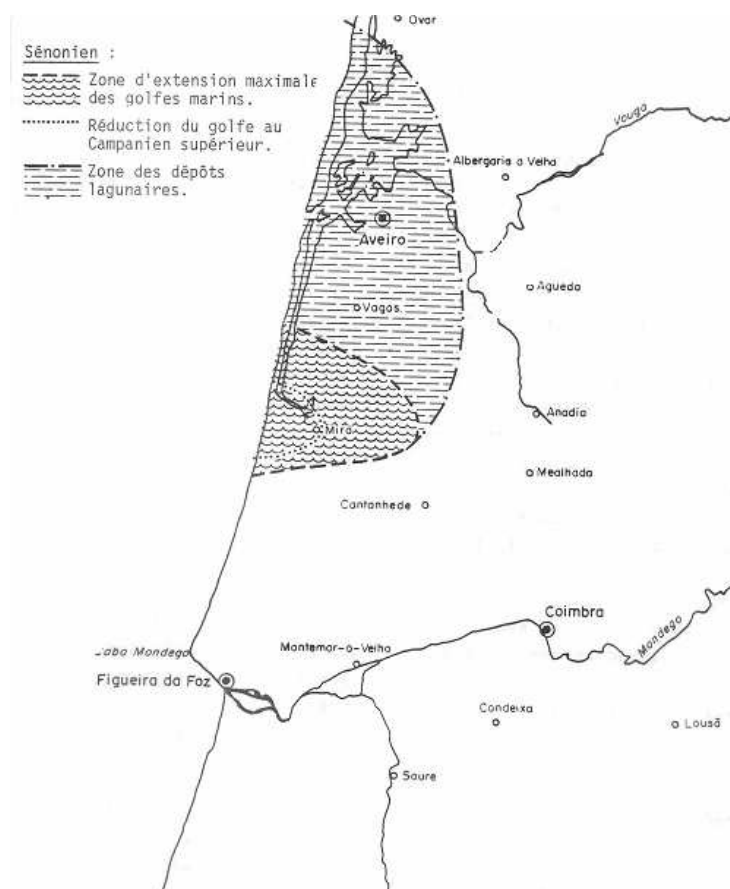


Figura 2. 6 - Limites da Sedimentação no Cretácico Superior (Senoniano), adaptado de Lauverjat (1982)

2.1 A BACIA SEDIMENTAR DE AVEIRO

2.1.1 ESTRATIGRAFIA

A Bacia Sedimentar de Aveiro corresponde a uma depressão, grosso modo, tendo por eixo o alinhamento Vagos-Ílhavo-Aveiro, que se estende desde Mira até Ovar e desde o alinhamento estrutural Porto-Coimbra até ao Atlântico. É preenchida, essencialmente, por sedimentos do Cretácico e do Quaternário, depositados em ambientes predominantemente lagunares com episódios, ou mais marinhos, ou mais continentais. Tudo indica que, desde o Cretácico Superior, o sistema sedimentar Laguna-Ilha Barreira, ocupa uma parte significativa da Bacia Sedimentar de Aveiro.

Os primeiros estudos da geologia da região em tese, particularmente, dos materiais Cretácicos da Bacia Ocidental Portuguesa, devem-se aos geólogos Carlos Ribeiro e Nery

Delgado com a primeira edição da Carta Geológica de Portugal 1/500000 em 1876. Desde aí têm sido desenvolvidos trabalhos de pormenor de carácter geodinâmico, estratigráfico, sedimentológico, mineralógico e hidrogeológico, que permitem estabelecer um quadro geológico interpretativo da génese, da evolução e da geometria da bacia.

O substrato da Bacia Sedimentar de Aveiro é essencialmente formado por xistos e micaxistos do Proterozóico, aflorantes na bordadura NE da bacia e posicionados a profundidades crescentes para Oeste.

A parte actualmente emersa da Bacia Sedimentar de Aveiro constitui a área de estudo nesta dissertação, principalmente, a abrangida pelos concelhos de Aveiro, de Ílhavo e de Vagos.

A área em estudo consta das folhas 16-A Aveiro e 16-C Vagos da Carta Geológica de Portugal na escala 1/50000 (Figura 2. 7).

Segundo a folha 16-A Aveiro da Carta Geológica de Portugal, na correspondente área, ocorrem cinco unidades litoestratigráficas, de acordo com Teixeira e Zbyszewski (1976):

Depósitos modernos;

Plistocénico;

Cretácico;

Triásico superior;

Complexo xisto-grauváquico,

referidas da mais recente para a mais antiga.

Já no que diz respeito à folha 16-C Vagos, são cartografadas três unidades:

Quaternário;

Cretácico;

Jurássico Inferior (Liásico),

sendo que, a série sedimentar Cretácica é a que apresenta maior desenvolvimento na área mapeada. Esta inicia-se por uma formação gresosa, que assenta discordantemente sobre os calcários e as margas Liásicas (Barbosa, 1981).

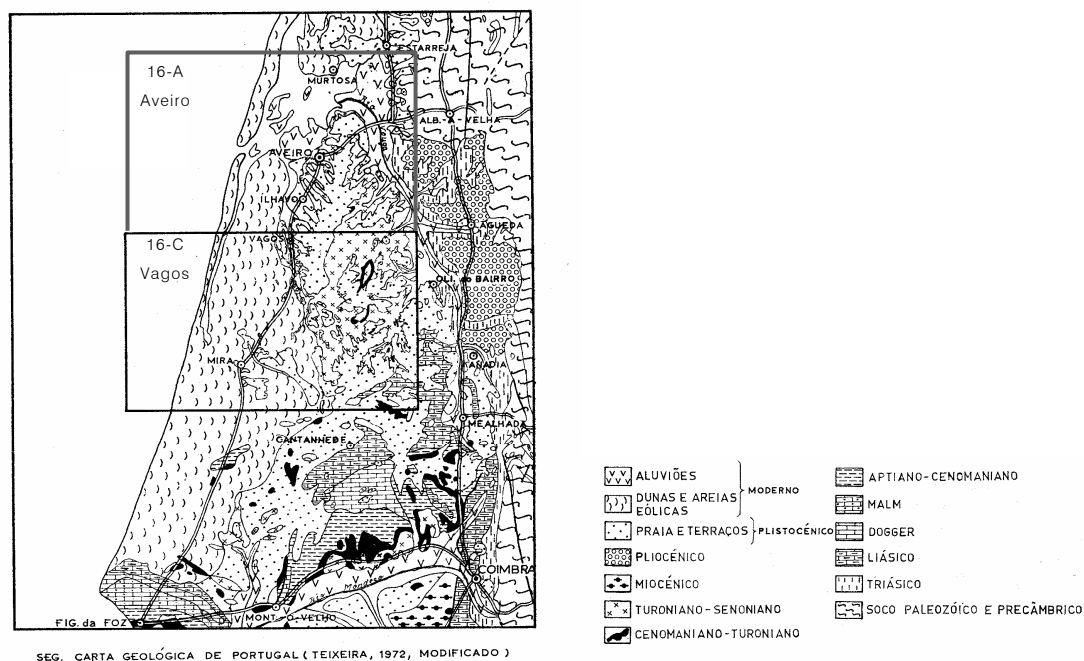


Figura 2. 7 – Localização da área de estudo nas respectivas cartas geológicas

COMPLEXO XISTO-GRAUVÁQUICO ANTE-ORDOVÍCIO

Na região de Aveiro, o Complexo xisto-grauváquico, é materializado pelos *Xistos de Arada*, que são xistos argilosos finos sub-verticais, frequentemente, muito alterados. Ausentes na folha 16-C Vagos, afloram a nordeste da área em estudo, e têm ocorrência mais profunda em direcção ao Atlântico. Efectivamente, foram registados a 92,23m de profundidade em Cacia, 209m em Esgueira e 305m em Ílhavo, Teixeira e Zbyszewski (1976). Sobre eles assentam os materiais Cretácicos, onde as AA/V, se incluem. Em áreas mais restritas, os xistos formam o substrato subjacente ao Triásico e aos Depósitos modernos.

TRIÁSICO SUPERIOR

Na região o Triásico tem expressão local. Cartografado no extremo Este-Sudeste da folha 16-A, e representado pelos Arenitos de Eirol, que são arenitos e conglomerados bem consolidados, dispostos em bancadas, facilmente identificáveis pelas suas tonalidades avermelhadas.

Mercê da falta de materiais pétreos na região, estes materiais foram muito explorados como material de construção, sobretudo para a construção civil e obras dos Caminhos de Ferro.

JURÁSSICO INFERIOR (LIÁSICO)

O Jurássico na bacia de Aveiro, compreende, essencialmente, uma extensa mancha situada no canto SE da folha 16-C Vagos, que é constituída por calcários, calcários margosos e margas, e que é divisível em quatro sub-unidades (Barbosa, 1981):

- (J_g) – *Calcários margosos e margas* (Toarciano);
- (J_t) – *Calcários e calcários margosos* (Domeriano);
- (J_e) – *Margas e calcários margosos* (Carixiano-Domeriano);
- (J_{cd}) – *Calcários dolomíticos* (Lotaringiano).

Com base na correspondência com outros sedimentos da Bacia Lusitânica, a mesma unidade Jurássica é subdividida, sob outra terminologia, por Rocha (1993):

- *Margas de Eiras* (Carixiano – Domeriano);
- *Camadas de S. Miguel* (Lotaringiano Superior – Carixiano Inferior);
- *Camadas de Coimbra* (Sinemuriano-Lotaringiano Inferior);
- *Margas de Dagorda* (Hetangiano).

Sobre as margas e os calcários Liásicos (Jurássico inferior) assenta, discordantemente, uma formação gresosa do Cretácico. Observa-se uma importante descontinuidade na sequência deposicional, que proporciona considerável lacuna estratigráfica. Estão ausentes os sedimentos correspondentes ao Jurássico Médio e Superior e parte do Cretácico Inferior, isto é, a um lapso temporal de cerca de 55 Ma (Toarciano-Apciano), facto que sugere uma notável descida do nível do mar (Rocha, 1993).

CRETÁCICO

Esta é a unidade que, a par com os Depósitos Modernos, tem um desenvolvimento mais importante na região de Aveiro.

Cretácico Médio (Aptiano-Albiano?)

Os terrenos mais antigos cartografados na unidade Cretácica correspondem aos *Arenitos de Requeixo* (Teixeira e Zbyszewski, 1976), equivalentes ao Grés da Palhaça (Barbosa, 1981) in Carta de Vagos. Designações, tais como, Grés Belasiano, segundo Choffat (1900) e Lauverjat (1982), Grés grosseiro Inferior, segundo Soares (1982), ou Arenitos do Carrascal, segundo Manuppella *et al.* (1976), são também usadas para se referirem à mesma unidade litoestratigráfica.

Trata-se de arenitos margosos ou argilosos, esbranquiçados, acinzentados ou acastanhados que formam um complexo gresoso, com uma espessura que ultrapassa a centena de metros, e que assenta sobre as camadas do Triásico ou sobre os xistos Ante-Ordovícicos. No sector Sudeste da bacia, os arenitos de Requeixo assentam sobre as margas Liásicas, anteriormente referidas.

Cretácico Médio (Cenomaniano-Turoniano)

Aos *Arenitos de Requeixo* sobrepõem-se as camadas Turonianas, que segundo Teixeira e Zbyszewski (1976), são designadas na Carta Geológica por *Calcários e Argilas cinzentas de Carrajão*, sendo equivalentes aos *Calcários da Mamarrosa*, (Cenomaniano-Turoniano?) da Folha 16-C Vagos, e à *Formação Carbonatada* de Soares (1966). São constituídas por alternâncias de argilas negras, calcários margosos e margas cinzentas escuras, e contêm abundante conteúdo fóssil.

À transgressão Cenomaniana, que se instala progressivamente na Beira Litoral, de Sudeste para Noroeste, com amplitude máxima no Cenomaniano Superior, segue-se um novo período regressivo, iniciado ainda no Cenomaniano e que se prolonga pelo Turoniano Inferior.

A transgressão Cenomaniana, que se instalou na Orla Litoral Portuguesa, integra-se num dos maiores ciclos transgressivos conhecidos à escala mundial. O mesmo já não se pode dizer da regressão do Turoniano Inferior, que se lhe seguiu, tida como ocorrência particular da Bacia Lusitânica (Lauverjat, 1982).

A norte do acidente da Nazaré, o mar aberto manteve-se durante o Cenomaniano Superior e o Turoniano Inferior. O limite entre estes dois estádios não é marcado por nenhuma

alteração expressiva, sedimentológica ou paleogeográfica. Pelo contrário, o Turoniano aparece como continuação do Cenomaniano. Daí que subsista alguma incerteza quanto ao referido limite (Lauverjat, 1982).

Cretácico Médio a Cretácico Superior (Turoniano-Santoniano)

Com a emersão da maior parte do sector setentrional, antes do Turoniano Inferior, e com a zona de subsidência deslocada para norte do eixo Mogofores-Tocha, apenas uma restrita área, centrada em Mira, preserva a sedimentação marinha.

Assim, o Turoniano Médio-Superior e a base do Senoniano, estão representados por uma série de arenitos claros, aparentemente de origem continental, com intercalações de argila e leitos de conglomerado, designados na folha 16-A Aveiro por *Arenitos de Mamodeiro*, segundo Teixeira e Zbyszewski (1976).

Na região Mira-Vagos, Barbosa (1981) identifica quatro unidades gresosas:

- C³ – Grés de Furadouro (Turoniano);
- C³⁻⁴ – Grés de Oiã (Turoniano-Coniaciano);
- C⁴ – Grés de Verba (Coniaciano-Santoniano).

No Quadro II.I está patente uma síntese litoestratigráfica das unidades geológicas pós-Jurássico que ocorrem na região.

Cretácico Superior (Senoniano)

Estratigraficamente por cima dos Arenitos de Mamodeiro, a encerrar a unidade Cretácica, aparecem os *Arenitos e Argilas de Aveiro*, designação atribuída por Teixeira e Zbyszewski (1976), autores da Carta Geológica de Aveiro, aos materiais areníticos, siltíticos e argilíticos que são o objecto principal da nossa dissertação.

Estes materiais correspondem sobretudo a argilas lagunares, com intercalações siltosas, depositadas numa depressão que se desloca cada vez mais para Norte, por migração da zona de subsidência, no decurso do Senoniano.

A unidade Argilas de Aveiro é correspondente às *Argilas de Vagos* de Barbosa (1982) e, em parte, às *Assentadas Fluvio Marinhas* de Choffat (1900).

Quadro II.I - Síntese litoestratigráfica das unidades pós-Jurássico que ocorrem na região (in Rocha, 1993, modificado de Ferreira Soares *et al.*, 1982).

	MAMARROSA-AVEIRO Choffat, 1900 Mod. Carrington da Costa, 1937	AVEIRO (16-A) Teixeira e Zbywski, 1976	VAGOS (16-C) Barbosa, 1981	MARGEM DIREITA DO RIO MONDEGO Mod. Ferreira Soares, 1966	
QUATERNÁRIO		DEP. PRAIAS E TERRAÇOS FLUVIAIS	DEP. PRAIAS E TERRAÇOS FLUVIAIS	DEP. PRAIAS E TERRAÇOS FLUVIAIS	
PLIO- PLEISTOCÉNICO		FORMAÇÃO DE AGUADA		AREIAS DE ARAZEDE	DEP. DE SANTA LUZIA
MAESTRICHTIANO	II – ASSENTADAS FLUVIO- MARINHAS	ARENITOS E ARGILAS DE AVEIRO	ARGILAS DE VAGOS Conglomerado de Mira	AREIAS E ARGILAS DE VIZO	GRÉS E ARGILAS DE PAMPILHOSA DE BOTÃO
CAMPANIANO					
SANTONIANO					
CONIACIANO	I – GRÉS DE CEADOURO	ARENITOS DE MAMODEIRO	Grés de Picouto- Siadouro	GRÉS DE VERBA	GRÉS GROSSEIROS SUPERIORES
TURONIANO			GRÉS DE OIÃ		
			GRÉS DE FURADOURO		
CENOMANIANO	CALCÁRIOS DA MAMARROSA	CALCÁRIOS E ARGILAS DE CARRAJÃO	CALCÁRIOS DA MAMARROSA	FORMAÇÃO CARBONATADA	Grés de Canedo- Cabeças
ALBIANO	GRÉS "BELASIANOS" Sem fósseis marinhos	ARENITOS DE REQUEIXO	GRÉS DA PALHAÇA	GRÉS GROSSEIROS INFERIORES	
APTIANO (?)					

Os *Arenitos e Argilas de Aveiro* aparecem desde o rio Vouga, a Norte e a Este, e estendem-se para Sul até Mira. Estão quase sempre cobertos pelos Depósitos Modernos, que no eixo Aveiro-Ílhavo-Vagos, são representados predominantemente, por areias de praias antigas, que formam uma extensa superfície aplanada, com espessura na ordem da dezena de metros, permitindo que as *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos* (AAIV), subjacentes, aflorem nos contornos das depressões topográficas, concedendo um aspecto dendrítico aos afloramentos (Figura 2. 8).

Os *Arenitos e Argilas de Aveiro* são certamente os mais recentes sedimentos Cretácicos conhecidos nesta região setentrional da Bacia Lusitânica. Pertencem ao final do período Cretácico, mais concretamente ao Cretácico Superior (Senoniano). Teixeira e Zbyszewski (1976) posicionam-os nas camadas Maestrichtianas; Lauerjat (1982) posiciona-os no Campaniano-Maestrichtiano, admitindo que possam mesmo representar o Maestrichtiano; enquanto que, Barbosa (1981) admite para eles idade Santoniana(?)-Maestrichtiana. Esta

idade Santoniana (Superior?) a Maestrichtiana é também admitida por Soares *et al.* (1982), quer para esta unidade, quer para a sua correlativa da região Mira-Vagos.

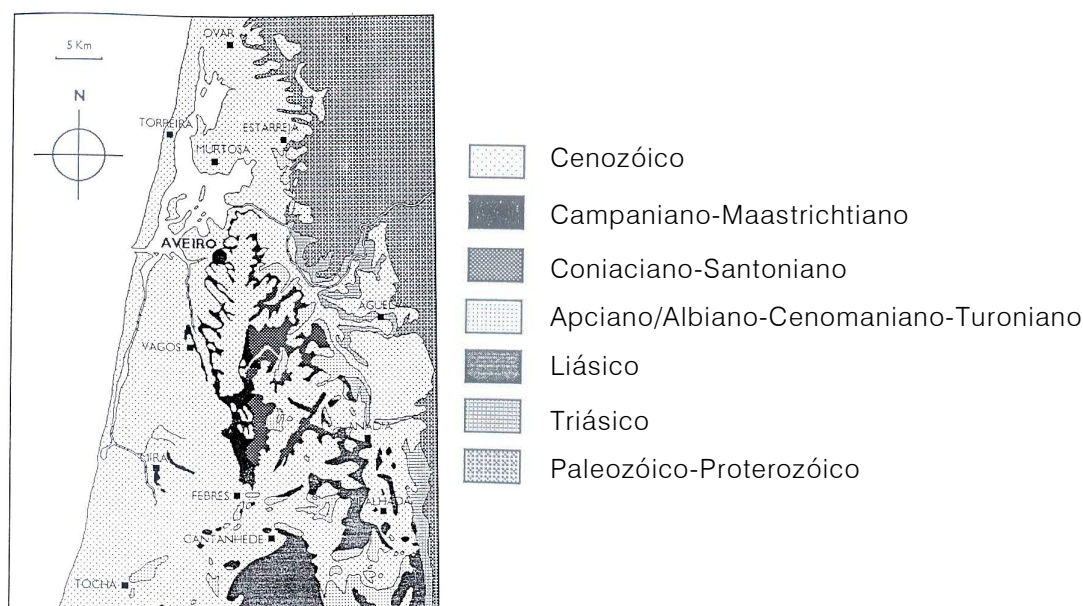


Figura 2. 8 – Esboço geológico, simplificado da região estudada *in* (Rocha, 1993)

A composição litológica da formação Arenitos e Argilas de Aveiro compreende:

argilas maciças de cores esverdeadas, acinzentadas ou avermelhadas;
 níveis carbonatados de calcários margosos;
 níveis silto-argilosos ou areno-argilosos;
 margas;
 dolomias.

Mais adiante retomaremos a geologia desta formação em pormenor, que será peça nuclear da nossa dissertação. Por enquanto, para não perdermos a perspectiva global do enquadramento geológico da região, passaremos à apresentação dos materiais que constituem a unidade seguinte.

Entre o final do Cretácico e a deposição das unidades Pós-Cretácico, interpõe-se um largo período temporal, cerca de 60 ± 5 MA, predominantemente erosivo, segundo Soares *et al.* (1982). Esta lacuna só tem tal amplitude a Norte do eixo estrutural Mogofores-Tocha, onde os depósitos Placencianos, segundo Teixeira (1979), assentam directamente sobre os depósitos do topo do Cretácico, ainda que na plataforma continental vizinha ocorram importantes depósitos Terciários do Paleogénico e do Neogénico sobre o Cretácico Maestrichtiano, segundo Boillot *et al.*, 1972, 1978 e Mougénot, 1989 (*in* Rocha, 1993).

A nível global, a passagem do Cretácico ao Terciário é marcada por uma “crise geológica”, com modificações climáticas abruptas, supostamente responsáveis pela extinção de grande número de espécies, entre as quais os dinossáurios. Tais condições ambientais anómalas desconhecidas deixaram o seu registo no chamado “limiar argiloso Cretácico-Terciário”, sobre o qual, investigações de natureza mineralógica e geoquímica têm revelado anomalias significativas, suportando interpretações que invocam causas terrestres e extraterrestres (in Rocha, 1996).

PLIO-PLISTOCÉNICO

Desta unidade fazem parte, segundo Teixeira e Zbyszewski (1976), os *Depósitos de Praias Antigas* e os *Depósitos de Terraços Fluviais*.

Depósitos de Praias Antigas

Os *Depósitos de Praias Antigas* formam o recobrimento de uma importante parcela das formações Cretácicas, sendo que, no bordo Nordeste da bacia, ocorrem directamente sobre os Xistos de Arada do Complexo Xisto-Grauváquico, que constitui o soco Ante-Ordovícico.

São depósitos constituídos, essencialmente, por areias finas ou grosseiras e cascalheiras com calhaus rolados, dispostos em leitos que podem atingir espessura significativa. As suas cores, habitualmente, claras, e o acentuado rolamento patente nos seus clastos, dos mais finos aos mais grosseiros, evidenciam a sua génese. Estes depósitos podem ser escalonados em níveis, conforme a cota a que ocorrem, como acontece na Carta Geológica de Aveiro, não variando, no entanto, significativamente, na sua composição.

Os materiais constituintes dos Depósitos de Praias Antigas são, na área, muito explorados como materiais de construção, seja sob a forma agregados (areias e godos lavados), seja como bases granulares para fins rodoviários. Outrora estes materiais foram muito utilizados para o fabrico de adobes, muito característicos da construção antiga local.

Depósitos de Terraços Fluviais

Os *Depósitos de Terraços Fluviais* são similares aos *Depósitos de Praias*, distinguindo-se destes por serem geralmente de granulometria mais grosseira e ocuparem níveis relativamente baixos adjacentes ao rio Vouga. A sua ocorrência é também, geograficamente, muito mais restrita.

DEPÓSITOS MODERNOS

Unidade constituída, essencialmente, por:

- i. *aluviões actuais*;
- ii. *areias de praia*;
- iii. *areias de duna*.

A área a Oeste do eixo Aveiro-Ílhavo-Vagos é ocupada, predominantemente, pelos Depósitos Modernos, principalmente, pelas *aluviões actuais*, designação atribuída na carta às aluviões que circundam a ria e que são constituídas por lodos, por lodos arenosos, por lodos micáceos, por lodos com conchas, por areias lodosas e por areias grosseiras, por vezes, com calhaus rolados, que assentam sobre o substrato.

As *areias de praia* formam um extenso cordão litoral, que se estende com direcção Nordeste Sudoeste em toda a região, interrompido apenas pela abertura do canal da Barra.

Como que coroando o cordão litoral, estendendo-se para Este, surgem as areias de duna, que, em alguns locais, formam cobertura relativamente extensa, cobertura arenosa eólica que assenta sobre o Cretácico e o Quaternário (Barbosa, 1981).

A larga lacuna Terciária, que fica implícita quando se sobrepõe o Plio-Plistocénico ao Cretácico Terminal, pode não ser tão extensa. Com efeito, Lauverjat (1982) admite, com base em sondagens realizadas na região, a existência nesta região de materiais Pliocénicos, materiais esses, conservados num suposto graben com orientação Norte-Sul localizado na sua grande parte off-shore.

Mais recentemente, Rocha e Gomes (1991a), baseados em estudos mineralógicos e sedimentológicos conduzidos sobre a fracção fina, dos sedimentos, em especial a fracção argilosa, dos sedimentos Pós-Cretácicos, admitem a subdivisão destes sedimentos em,

pelo menos, quatro unidades, que se distribuem do Paleogénico (?) ao Holocénico (?), individualizadas pelas suas associações de minerais argilosos.

2.1.2 HIDROGEOLOGIA

Na região existem numerosas captações feitas por poços ou por furos que aproveitam as águas dos depósitos de praias e de terraços e das areias de dunas. A base destes sedimentos, muito permeáveis, contacta, geralmente, com as camadas impermeáveis das argilas cretácicas ou dos xistos ante-ordovícicos, proporcionando a formação de aquíferos freáticos de baixa qualidade, aproveitados, principalmente, para a irrigação agrícola. Geralmente estas captações não apresentam qualidade para o abastecimento público.

Muito mais importantes, como reserva aquífera para abastecimento público, são os níveis aquíferos confinados das camadas greso-argilosas, da base do Senoniano, e das camadas areníticas, do Cenomaniano-Albiano-Apciano (Arenitos de Requeixo). A estes níveis são captadas águas para abastecimento público de Aveiro, de Ílhavo e de Vagos. As camadas aquíferas evidenciam uma depressão no substrato, de direcção SE/NW, situada no intervalo entre Aveiro e Ílhavo, aprofundando-se para NW (Teixeira e Zbyszewski, 1976). Estas captações profundas encontram os níveis aquíferos a profundidades que não ultrapassam os 300 metros.

A este respeito devem-se referir os trabalhos publicados por Lauverjat *et al.* (1983), e por Saraiva *et al.* (1983) e por Marques da Silva (1990) sobre o sistema multi-aquífero cretácico de Aveiro.

21.3 A ESTRUTURA E TECTÓNICA DA BACIA

A área de estudo é afectada por tectónica de natureza, predominantemente, distensiva, provavelmente devida à reactivação de falhas tardi-hercínicas, que originou a fracturação em blocos, segundo dois eixos aproximadamente ortogonais.

Estão presentes algumas estruturas importantes. A falha Porto-Tomar a Este e o anticlinal Mogofores-Febres-Tocha, a sul, são os mais marcantes. Os dobramentos são muito pouco acentuados, com inclinações suaves nos flancos, sendo a componente vertical (gravítica) a mais relevante (Rocha, 1993).

Duas estruturas em abóboda, bastante fracturadas, formam o alinhamento estrutural Palhaça-Mamarrosa-Febres (alinhamento 6 da Figura 2.9), que divide a área da carta 16-C (Vagos) em duas partes distintas: uma interior, constituída por estruturas sinclinais e anticlinais e outra exterior (Oeste) que apenas inclina suavemente para WNW (Barbosa, 1981).

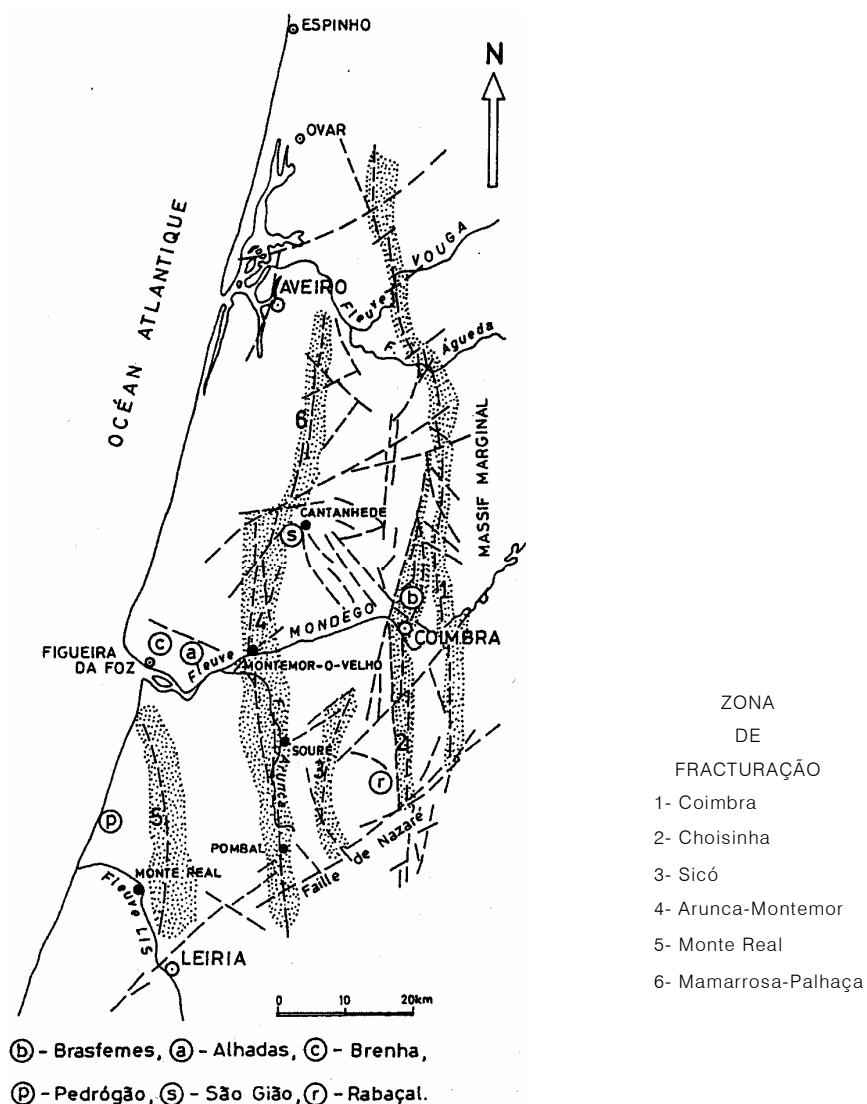


Figura 2.9 – Esquema estrutural da sub-bacia norte-lusitânica. As zonas de fracturação estão indicadas a pontilhado (Soares *et al.*, 1993).

A tectonização afectou claramente todos os sedimentos até ao final do Cretácico, enquanto que os depósitos Quaternários, que ocorrem a oeste do alinhamento estrutural Palhaça-Mamarrosa-Febres, se apresentam apenas ligeiramente basculados para NW (Barbosa, 1981).

A tectonização por fracturação está largamente representada por falhas, geralmente subverticais, que se orientam segundo dois sistemas ortogonais. São falhas de tipo “rotacional” e “em teclas de piano”, que provocam compartimentação em blocos com rejeitos variáveis da ordem da dezena de metros (Barbosa, 1981).

A provável existência de uma falha Febres-Campanas (oculta pelos sedimentos Quaternários) entre as Argilas de Vagos e os Grés da Palhaça, implica um rejeito entre as duas unidades, da ordem dos 100 metros (Barbosa, 1981).

A rede de drenagem é, em alguns casos, concordante com a fracturação. Exemplo disso é o Rio Boco (Rocha, 1993). Os vales são, contudo, de encaixe e declive suaves.

Para além da divisão estrutural à escala da região, com consequências importantes a essa escala, existe um aspecto estrutural muito importante à escala local que importa sublinhar. Trata-se do efeito, no paleorelevo, produzido pelo período fortemente erosivo que afectou a área após a deposição das Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos.

Efectivamente, a erosão sulcou a superfície do topo desta formação, produzindo um emaranhado de paleocanais, em tudo idêntico ao que actualmente se verifica nas zonas mais aplanadas da bacia. Estes paleocanais foram, posteriormente, cobertos por sedimentos muito mais recentes, não consolidados e com forte contraste geomecânico relativamente à formação encaixante (Figura 2.10). O contraste geomecânico é tanto maior quanto mais consolidadas forem as Argilas de Aveiro no local. A este aspecto tem de ser atribuída a maior relevância, dadas as consequências geotécnicas que daí advêm, especialmente quanto ao dimensionamento das malhas de prospecção geotécnica.

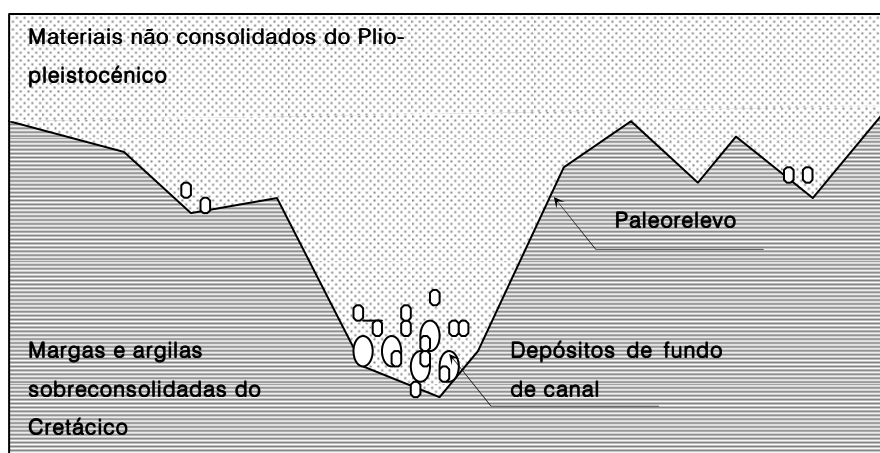


Figura 2.10 – Paleosuperfície do topo da Formação Argilas de Aveiro

Este aspecto tem particular importância nos sectores Central e Ocidental da bacia, onde o Cretácico é mais carbonatado e mais consolidado, constituídos por calcários, margas e argilas fortemente consolidadas, e onde ocorrem os materiais de cobertura mais brandos, areias, areias lodosas e lodos.

2.1.4 NOVOS ESTUDOS MINERALÓGICOS, SEDIMENTOLÓGICOS, LITOESTRATIGRÁFICOS E PALEOAMBIENTAIS NA BACIA DE AVEIRO.

Importante contribuição para o conhecimento da geologia sub-superficial da Bacia de Aveiro é devida a Rocha (1993) na sua dissertação, intitulada “*Argilas Aplicadas a Estudos Litoestratigráficos e Paleoambientais na Bacia Sedimentar de Aveiro*”, onde o autor, ensaia um modelo litoestratigráfico e paleoambiental com base na análise mineralógica, sedimentológica e geoquímica das fracções finas dos sedimentos, especialmente, das fracções argilosas.

No referido trabalho, o autor, apresenta a compleição tridimensional da bacia baseada em catorze perfis litoestratigráficos, deduzidos da análise mineralógica de sedimentos de 95 sondagens profundas.

Levando em consideração as unidades presentes e as características mais significativas da composição mineralógica (minerais argilosos e não argilosos) de cada unidade litoestratigráfica, para cada uma das sondagens analisadas, o referido autor (ops cit.), considerou, por questões de sistematização, seis sectores da Bacia Sedimentar de Aveiro:

- Sector litoral Norte;
- Sector interior Nordeste;
- Sector interior central;
- Sector central;
- Sector litoral central;
- Sector interior sudeste.

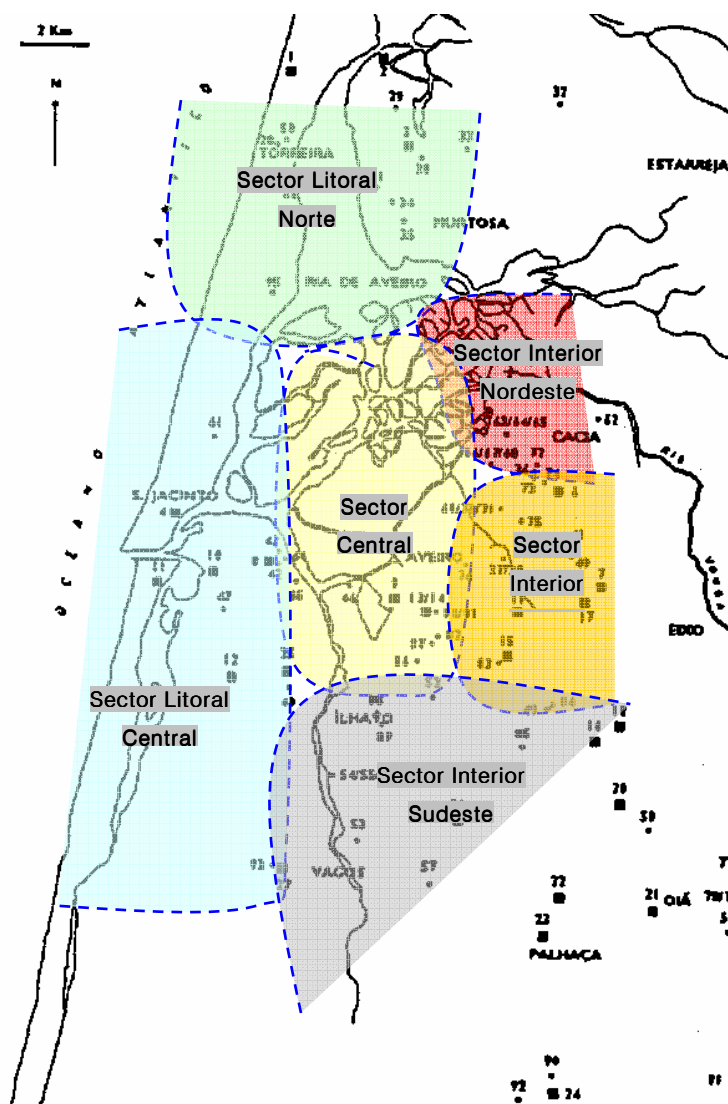


Figura 2.11 – Divisão aproximada da bacia segundo os seis Sectores considerados por Rocha (1993)

Na Figura 2.11 apresenta-se a localização aproximada de cada um dos sectores, e no quadro II.II estão indicadas as unidades litoestratigráficas presentes em cada um dos sectores considerados.

A evolução da geometria e da litologia das unidades presentes, levaram à diferenciação, na bacia em apreço, de quatro grandes blocos:

Um bloco setentrional, caracterizado pela ausência das unidades infra-Cretácicas e das unidades do Cretácico superior;

Um bloco central, caracterizado pela ausência das unidades Liásicas pós-Hetangianas;

Um bloco meridional, onde estão presentes todas as unidades litoestratigráficas estudadas, com exceção das unidades Cenozóicas I, II, III e IV;

Um bloco ocidental, onde predominam as unidades Cenozóicas I, II, III e IV.

Quadro II.II - Unidades Litoestratigráficas presentes em cada Sector da Bacia de Aveiro, segundo Rocha (1993)

Unidades Litoestratigráficas		Sector Litoral Norte	Sector interior nordeste	Sector interior central	Sector central	Sector litoral central	Sector interior sudeste
Quaternário	Q	IV	Q	Q	Q	IV	Q
Plio-Pleistocénico							
IV	IV	III	IV	AA	II	III	AA
Holocénico							
III	III	II	III	GV	I	II	GV
Pleistocénico							
II	II	I	II	GO	AA	I	GO
Neogénico (?)							
I	I	GV	AA	GM	GV	AA	GM
Paleogénico (?)							
Argilas de Aveiro	AA	GO	GV	FC	GO	GV	FC
Campaniano-Maestrichtiano							
Grés de Verba	GV	GM	GO	GP	GM	GO	GP
Coniaciano-Santoniano							
Grés de Oiã	GO	FC	GM	MD	FC	GM	ME
Turoniano sup.-Coniaciano inf.							
Grés micáceo	GM	GP	FC	GE	GP	FC	CSM
Cenomaniano sup.-Turoniano							
Formação carbonatada	FC	X	GP		MD	GP	CC
Cenomaniano							
Grés da Palhaça	GP		MD				MD
Apciano/Albiano-Cenomaniano inf.							
Margas de Eiras	ME		X				GE
Carixiano-Domeriano							
Camadas de S. Miguel	CSM						
Lotaringiano sup.-Carixiano inf.							
Camadas de Coimbra	CC						
Sinemuriano-Lotaringiano inf.							
Margas de Dagorda	MD						
Hetangiano							
Grés de Eirol	GE						
Reciano							
Xisto	X						
Proterozóico							

2.2 A FORMAÇÃO ARGILAS DE AVEIRO-ÍLHAVO-VAGOS (AAIV)

A formação *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos*, de um modo geral, representa o final do período Cretácico na Bacia de Aveiro, sector setentrional da Bacia Lusitânica e da Orla Meso-Cenozóica Ocidental.

O episódio regressivo do Campaniano-Maestrichtiano proporcionou o depósito, na bacia de Aveiro, das unidades *Arenitos e Argilas de Aveiro* (Teixeira e Zbyszewski, 1976) e *Argilas de Vagos* (Barbosa, 1981), que no conjunto constituem a formação *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos*, ou simplesmente *Argilas de Aveiro*.

A unidade *Arenitos e Argilas de Aveiro* tem composição litológica variável entre: argilas maciças de cores esverdeadas, acinzentadas ou avermelhadas; níveis carbonatados de calcários margosos; níveis silto-argilosos ou areno-argilosos; margas e dolomias. Enquanto que a unidade *Argilas de Vagos*, no geral, é constituída por camadas de argilas, alternadamente esverdeadas e avermelhadas, de espessuras variando entre 0,3m e 1,5m. Entre as camadas argilosas surgem, por vezes, camadas levemente gresosas de cor amarelada ou cinzenta-claro, e/ou finas camadas de calcários dolomíticos (Barbosa, 1981).

Embora a profundidade máxima de ocorrência da formação *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos* seja da ordem das dezenas de metros, ela raramente é aflorante, uma vez que ocorre coberta pelos depósitos Plio-Quaternários, que formam uma superfície morfológica aplanada, onde se instala uma densa rede de canais, que marca a topografia da região.

Estes materiais argilosos, que durante cerca de oitenta milhões de anos, sofreram as acções dos episódios sedimentares sobrevividos, apresentam-se, naturalmente, muito diagenizados, tectonizados e sobreconsolidados.

Se considerados os seis sectores da bacia, ou os quatro blocos, anteriormente referidos, a formação *Argilas de Aveiro* apresenta significativa variabilidade litológica. Variações que podem ser, em grande medida, imputadas à compartimentação estrutural da bacia, por via ou do controlo estrutural das áreas fonte dos sedimentos ou do controlo das amplitudes que cada episódio de deposição ou de erosão atingiu em cada local. Tal faz supor, que além de contrastes litológicos, existirão contrastes diagenéticos e tensoriais nos diferentes sectores, com consequente separação em blocos do comportamento geomecânico genérico do maciço (maciço, aqui considerado à escala da Formação).

Com base no trabalho de Rocha (1993), podem sintetizar-se as características das Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos nos seis sectores analisados, considerados de relevante homogeneidade litológica.

Sector Litoral Norte

As Argilas de Aveiro estão ausentes neste sector. De um modo geral, esta unidade está delimitada a Norte pelo rio Vouga, o que faz supor um controlo estrutural onde o rio Vouga se encaixou, a Norte do qual, os sedimentos Terciários (?) e Quaternários assentam directamente sobre a unidade Grés de Verba (Coniaciano-Santoniano), originando uma lacuna sedimentar, correspondente às Argilas de Aveiro (Campaniano-Maestrichtiano).

Sector Interior Nordeste

Neste sector ocorrem argilas arenosas acinzentadas, sendo o mineral argiloso predominante a Ilite.

Sector Interior Central

Neste sector ocorrem argilas arenosas avermelhadas e argilas margosas acinzentadas, sendo a Ilite o principal mineral argiloso. As Argilas de Aveiro apenas estão presentes nas sondagens localizadas mais para WNW.

Sector Central

Aqui a unidade é composta de argilas esverdeadas e/ou avermelhadas, de argilas margosas, de margas e de calcários margosos acinzentados, com ocorrência de níveis siltíticos, gresosos e de calcários dolomíticos. Os materiais carbonatados constituem importante fracção das litologias presentes, sendo a Ilite o mineral argiloso predominante.

Sector Litoral Central

É o sector em que a componente carbonatada é mais importante, sendo o carácter detrítico representado por areias, siltes e argilas menos presente que nos outros sectores. As argilas, argilas margosas, margas argilosas ou gresosas e calcários margosos, apresentam tons de cinzento, e a Ilite é ainda o mineral argiloso predominante.

Sector Interior Sudeste

As Argilas de Aveiro apenas estão presentes na parte SSW do sector, verificando-se predomínio dos tipos litológicos de carácter detrítico representados areias, siltes e argilas

sendo a unidade composta por argilas arenosas de cor cinzento-acastanhado, sendo a Esmeclite (Montmorilonite) o mineral argiloso dominante na fracção argilosa.

A Ilite e, em menor grau, a Esmeclite, são os minerais argilosos mais característicos das Argilas de Aveiro, sempre acompanhados pela Caulinite. Verifica-se uma notória homogeneidade lateral da composição argilosa, apenas perturbada pela hegemonia da Esmeclite no sector interior Sudeste (Rocha, 1993).

Quadro II.III - Principais características da unidade Argilas de Aveiro, adaptado de Rocha (1993)

Sectores	Litologia	Mineralogia	Sondagens	Espessura (m)	Profundidade do topo (m)
Interior Nordeste	Argilas arenosas	I K M FK, P, D Ge, Z, Py	JK 4 Cacia	5	4
Interior Central	Argilas arenosas; argilas margosas	I K M FK, P, D (C) Op, Ge, S, Z	AC 6 S. Bernardo	50	8
			JK 10 Q. do Gato	26	8
Central	Argilas (margosas); margas e calcários margosos	I K M FK, P, D (C) Op, Ge, S, Z	JK 9/AC7 Aveiro	66	8
			JK I Univ.	83	11
			JK I Moiti.	90	12
Litoral Central	Argilas (margosas); margas (gresosas) e calcários margosos	I K M FK, P, D (C) Op, Ge, S, Z	AC I Base Aérea	148	56
			AC 4 Barra	150	70
			AC 2 F. Barra.	160	22
			AC 2 Bresfor.	80	58
			AC I Gaf. En.	133	31
			JK 2 Gaf. Aq.	82	52
			SJS Vagos	147	36
Interior Sudeste	Argilas arenosas	M K I FK, P, D, C Op, Z, Ge, S	RN 7 Bustos	12	9

Minerais argilosos: **I** – Ilite; **K** – Caulinite; **M** – Esmeclite.

Minerais não argilosos: C – Calcite; P – Plagioclase; FK – Feldspato potássico; D – Dolomite.

Minerais acessórios: Ge – Gesso; Op – Opala; S – Sulfatos; Py – Pirite; Z – Zeólitos.

Na generalidade dos sectores verifica-se que a Ilite é o mineral argiloso predominante, seguido da Esmectite e da Caulinite. O predomínio da Ilite aumenta de Este para Oeste, acontecendo o inverso com a Caulinite e a Esmectite (Rocha, 1993).

No que diz respeito à composição mineral não argilosa, o Feldspato potássico, a Plagioclase e a Dolomite são os minerais mais característicos, acompanhados pela Calcite, principalmente nos níveis mais carbonatados dos sectores central e litoral central.

Conforme foi já referido, o bloco setentrional é caracterizado pela ausência das unidades infra-Cretácicas e das unidades do Cretácico Superior, motivo da ausência do Sector Litoral Norte no quadro II.III.

A série Cretácica apresenta a sua maior espessura na zona compreendida entre Ílhavo, Vagos e as Gafanhas. Sendo que, as Argilas de Aveiro apresentam um significativo aumento de espessura nestes sectores, chegando a apresentar espessuras superiores a 150 metros, nos sectores Central e Litoral Central (Figura 2.12).

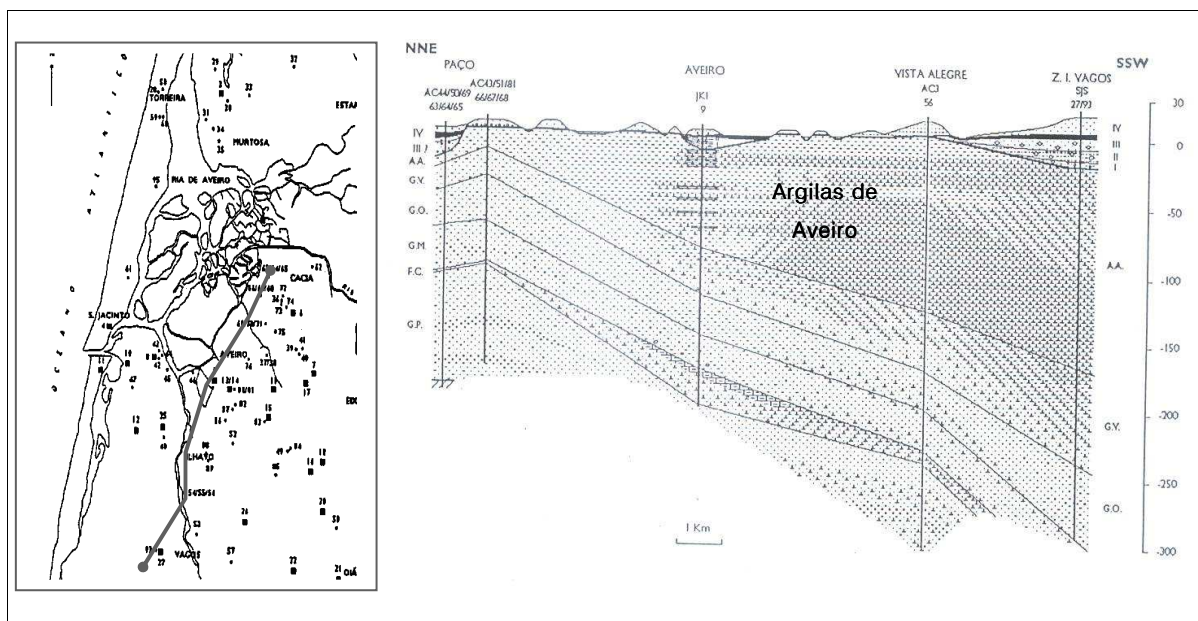


Figura 2. 12 - Perfil litoestratigráfico Cacia-Aveiro-Ílhavo-Vagos e planta com a sua localização. (adaptado de Rocha, 1993)

A composição textural das *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos* varia quer lateral quer verticalmente, coexistindo em cada local níveis mais argilosos, níveis mais silteosos e níveis mais arenosos. No entanto, pode definir-se uma tendência geral, que partindo dos sectores Central e Litoral Central, os mais silteosos e margosos, vê aumentado o teor da

fracção argilosa no Sul destes sectores e aumentado o teor da fracção arenosa nos sectores mais a Este.

A composição litológica e a sequência litoestratigráfica de cada sector, são particularmente influenciadas pela estrutura da bacia, situação que é o reflexo das condições paleoambientais presentes e actuates em cada área. Condições estas evoluindo concêntricamente de marinhas a continentais, em torno de um depocentro situado junto à costa.

Do ponto de vista deposicional, supõe-se que, sob condições regressivas e clima temperado, ter-se-à desenvolvido, progressivamente, um sistema de ilha barreira-planície de marés, numa região aplanada, encharcada de águas doces a salobras, de pouca profundidade e de baixa energia, com complexa rede de canais. Sendo possível definir, neste ambiente deposicional, três domínios distintos, segundo Rocha (1993), representados no Quadro II.IV.

Com base na análise sedimentológica dos depósitos do Cretácico Superior, na região entre Mira e Aveiro, Bernardes (1986) identificou treze fácies, resumindo em oito as sequências de fácies representativas dos sistemas deposicionais prevaletentes na unidade, definindo quatro associações de fácies, características dos quatro principais ambientes presentes (Quadro II.V).

Quadro II.IV - domínios deposicionais na bacia de Aveiro no final do Cretácico (Campaniano-Maestrichtiano)

	domínio centro-oriental	domínio centro-occidental	domínio meridional
Sedimentação	argilo-arenosa	margosa	argilosa
Fracção argilosa	predominantemente Ilítica (Illite+Caulinite+Esmeclit e)	fortemente Ilítica (Illite+Caulinite+ Esmeclite+Clorite)	Esmeclítica (Esmeclite+Caulinite + Illite)
Ambiente deposicional	supra-mareal ("marsh"), com períodos anóxicos	lagunar, correspondendo a um sistema planície mareal-ilha barreira	marginolitoral a perimarinho

Quadro II.V – Associações de fácies e respectivos ambientes deposicionais na Formação Arenitos e Argilas de Aveiro (segundo Bernardes, 1986).

	Associação I	Associação II	Associação III	Associação IV
Número de sequências	Três sequências	Duas sequências	Uma sequência	Duas sequências
Ambientes	Submareal representado por uma laguna	Intermareal, correspondente a uma "mud flat"	Supramareais	Canais e barras mareais
Subambientes	Laguna central; Laguna marginal e depósitos de "washover"	Três zonas morfológicas: baixa, intermédia e alta	"marsh" e evaporíticos	Dois tipos de canais: "tidal inlets" e "tidal creeks"
Situação geográfica	Parte norte da bacia, entre Vagos e Aveiro	Parte Sul da bacia, entre Mira e Vagos	Representada na região de Bustos	Presentes em toda a região, bem identificáveis nos afloramentos do Olho de Água (Esgueira)

depósitos de "washover" – acumulação de sedimentos em forma de delta, protegido por uma barreira, originado pelas ondas.

"marsh" – área húmida, coberta por vegetação de pequeno porte, periodicamente inundada pelas águas marinhas e situada no limite superior da maré alta.

"tidal inlets" – canal de grandes dimensões, arquitectura complexa, dominados por sedimentos arenosos.

"tidal creeks" – canais de reduzidas dimensões, arquitectura simples e dominados por sedimentos argilosos.

Os quatro subambiente, indicados por Bernardes (1986) para a *Formação Arenitos e Argilas de Aveiro*, integram-se num sistema deposicional correspondente a um complexo ilha barreira – planície de maré, desenvolvido numa costa considerada mesomareal.

CAPÍTULO 3

SOBRE OS FUNDAMENTOS MINERALÓGICOS DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ARGILAS

Os materiais argilosos são conhecidos em grande medida pelo seu comportamento plástico e por este comportamento evoluir num intervalo relativamente alargado de teores de água. Apresentam um elevado índice de plasticidade quando comparados com outros materiais líticos.

A plasticidade dos materiais argilosos é, sem dúvida, a propriedade mais facilmente correlacionável com o comportamento geomecânico desses materiais. No entanto, o conhecimento da origem do comportamento plástico, à semelhança do que acontece com as restantes propriedades, não é tarefa primeira para o geotécnico. A este interessa sim a extensão em que cada propriedade se aplica a cada material.

Nesta perspectiva, a avaliação das propriedades é feita com vista à previsão do comportamento, na tentativa de agrupar os materiais com comportamentos similares. As classificações geotécnicas surgem da aplicação deste princípio.

Contudo, quando se pretende estudar mais aprofundadamente as argilas ou materiais argilosos, é importante ter presente os aspectos químicos e físicos que suportam e fundamentam a diversidade de comportamentos. Só assim se pode efectivamente avaliar, numa análise fenomenológica, os factores intrínsecos e os factores circunstanciais que influenciam os comportamentos.

Os termos argila, mineral argiloso, material argiloso, solo argiloso, rocha argilosa e argilito são os mais usados para nos referirmos a este grupo de materiais geológicos. Muitas vezes, estes termos são usados com sentidos semânticos que se sobrepõem, com prejuízo para a clara identificação de cada um desses materiais.

Para ajudar a clarificar a natureza de cada um desses materiais vamos apoiarmo-nos na terminologia de Gomes (1988) e no vocabulário geotécnico (E219-1968) do LNEC. Assim:

Argila – Rocha (rocha incoerente, ou solo no sentido geotécnico) constituída essencialmente por minerais argilosos, podendo conter outros minerais, os minerais não argilosos, além de matéria orgânica e outras impurezas e caracterizada fisicamente por:

- possuir conteúdo elevado de partículas com diâmetro esférico equivalente (d.e.e.) $\leq 2\mu\text{m}$;
- tornar-se plástica quando pulverizada e misturada com água em quantidade adequada;
- tornar-se consistente e rígida após secagem e mais ainda após queima a temperatura elevada, se superior a 1000°C .

Para fins geotécnicos, se atendermos à Classificação Unificada de Solos, uma argila será um material que se enquadra nos grupos CL – argilas de baixa plasticidade ou, CH – argilas de alta plasticidade. Classificação esta obtida com base na análise granulométrica e nos limites de consistência do material.

Minerais argilosos – minerais constituintes e característicos das argilas, geralmente cristalinos, que quimicamente são alumino-silicatos hidratados, podendo conter catiões, tais como Al, Mg, Fe, Ca, K e outros e que estruturalmente se apresentam em camadas e folhas ou ainda, mais raramente, em cadeias ou fitas.

Material argiloso – qualquer material natural de granulometria fina e de textura terrosa ou argilácea, independentemente de na sua composição os minerais argilosos serem ou não componentes essenciais; assim as argilas, argilitos e xistos argilosos são materiais argilosos; os solos podem, também, considerar-se como materiais argilosos desde que apresentem textura argilosa e um conteúdo elevado de argila.

Rocha argilosa – material argiloso consolidado (lapidificado) naturalmente; são exemplos os argilitos, xistos argilosos e margas.

Solo argiloso – material argiloso não consolidado.

Argilito – rocha argilosa consolidada constituída, essencialmente, por minerais argilosos.

Apenas depois de se conhecer com alguma fiabilidade um material argiloso, se pode efectuar, com alguma segurança, estudos específicos sobre os seus comportamentos, a

menos que se pretenda somente uma descrição não fundamentada das propriedades observadas.

O conhecimento dos materiais argilosos assenta em três vectores:

- conhecimento da natureza dos minerais presentes;
- conhecimento da textura, isto é, da distribuição granulométrica do grão e das relações estruturais dos minerais presentes;
- conhecimento da história deposicional e pós-deposicional.

3.1 MINERALOGIA DAS ARGILAS

3.1.1 MINERAIS ARGILOSOS

De um modo geral, os minerais argilosos são filossilicatos, assim designados por se tratarem de compostos baseados em silício, oxigénio e alumínio e por possuírem modelos estruturais organizados em folhas e camadas (phyllon=folha). Para além do silício do oxigénio e do alumínio, elementos principais, estão frequentemente presentes iões de ferro, de magnésio, de potássio e de sódio.

A existência de cerca de 50 espécies de minerais argilosos conhecidas (Gomes, 2002) advém, essencialmente, da substituição atómica isomórfica, muito comum nos minerais argilosos. O isomorfismo atómico é a capacidade de elementos químicos análogos poderem substituir-se na estrutura dum mineral, substituição que só é possível se os números de coordenação forem iguais e, no caso de compostos covalentes, se as configurações das ligações atómicas forem idênticas (Gomes, 1990).

O grau de perfeição do isomorfismo atómico é dependente de (Gomes, 1990):

- em primeiro lugar, das distâncias interatómicas;
- em segundo lugar, depende dos tipos de ligações químicas;
- em terceiro lugar, depende das temperaturas de formação dos minerais.

É o grau de perfeição do isomorfismo que governa a variação da composição química duma espécie e a semelhança com outras espécies. Assim se o grau de perfeição do isomorfismo for elevado, as substituições atómicas conduzem a variações na composição química de minerais da mesma espécie. Se o grau de substituição for menos perfeito, a estabilidade electrostática pode ser conseguida com a entrada e/ou saída de iões, o que

implicará um mais profundo rearranjo da estrutura, e conseqüentemente, a passagem para um mineral de outra espécie.

Naturalmente, as substituições atômicas isomórficas só acontecem se, no processo de formação dos minerais, estiverem presentes condições físico-químicas que o permitam, como por exemplo concentrações adequadas dos elementos químicos e condições de pressão e temperatura compatíveis.

O isomorfismo atômico conduz à alteração da fórmula química do mineral e pode conduzir a alterações estruturais ao nível das folhas estruturais, das camadas estruturais e das relações intercamadas, dependendo do grau e da perfeição do isomorfismo verificado.

Estas diferenças químicas e estruturais são responsáveis por diferenças nas propriedades dos minerais argilosos, propriedades em grande medida comandadas pela natureza das ligações electrostáticas e pela carga global (normalmente negativa) das partículas de argila.

A estrutura dos filossilicatos é formada com base na combinação de apenas duas unidades estruturais simples – os tetraedros de sílica e os octaedros de alumínio, ou de magnésio (figuras 3.1 (a) e 3.2 (a)).

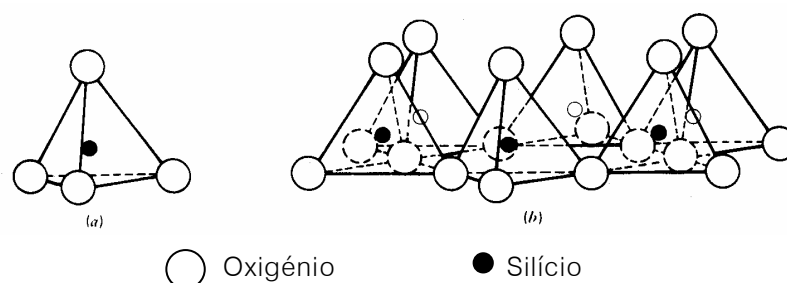


Figura 3. 1 – (a) tetraedro de sílica (b) folha tetraédrica de sílica em arranjo hexagonal.

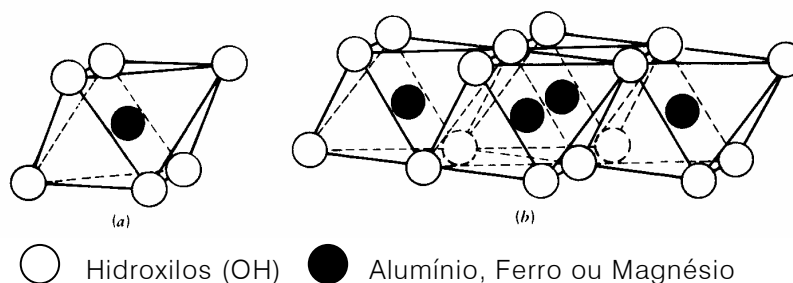


Figura 3. 2 – (a) unidade octaédrica (b) folha octaédrica

As unidades estruturais simples ligam-se entre si para formar estruturas em folhas de configuração poliédrica de tetraedros ou de octaedros. Nas figuras 3.1.(b) e 3.2.(b) estão representadas as duas estruturas em folha fundamentais, a folha tetraédrica de sílica e a folha octaédrica. Na folha de sílica, os tetraedros associam-se em arranjos hexagonais, que se podem repetir indefinidamente, com as bases dos tetraedros todas no mesmo plano (figura 3.3).

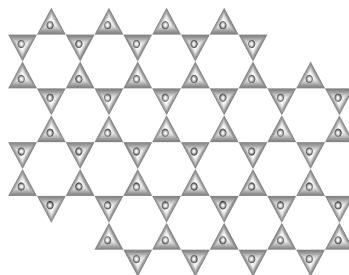


Figura 3. 3 – Folha tetraédrica de sílica vista em planta

A maneira como os átomos se ligam nas unidades tetraédricas e octaédricas, o arranjo das folhas em camadas e a organização das camadas e dos espaços intercamadas, determinam a existência de diferentes grupos de minerais argilosos. A repartição dos minerais argilosos por grupos, com base na estrutura cristalina, mostra-se conveniente, uma vez que os membros de um mesmo grupo apresentam propriedades físicas e reológicas semelhantes.

A figura 3.4 ilustra, esquematicamente, a sistematização dos grupos de minerais argilosos com base na sua estrutura cristalina.

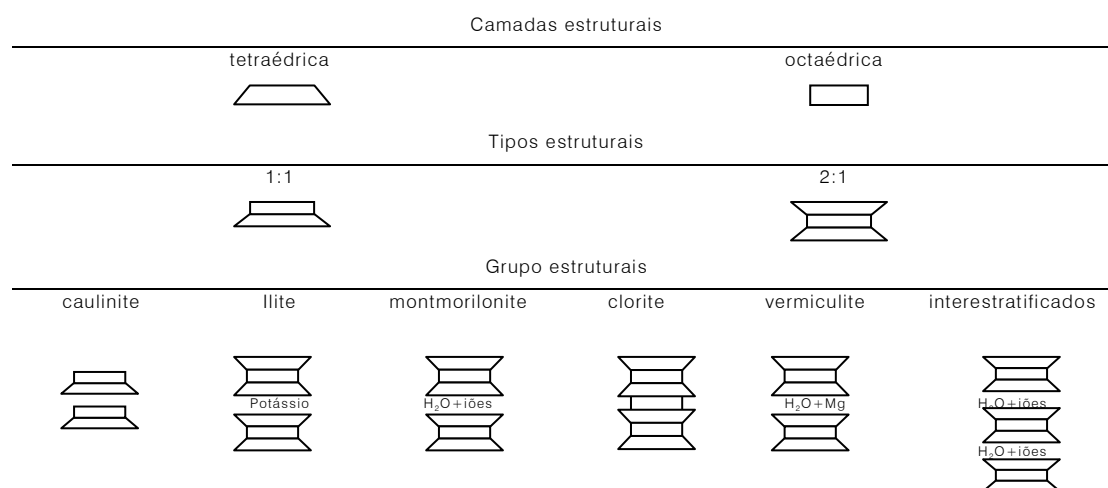


Figura 3. 4 – Representação esquemática dos grupos de minerais argilosos com base na estrutura cristalina

Os minerais argilosos têm a sua génese ligada a processos que se podem considerar de três tipos – (i) neoformação; (ii) transformação e (iii) herança.

Os minerais argilosos neoformados são aqueles que não provêm da alteração física e/ou química de outros minerais argilosos pré-existentes; São minerais argilosos que aparecem pela primeira vez, como resultado de precipitação química;

Os minerais argilosos transformados resultam de modificações físicas, químicas e mineralógicas em minerais argilosos pré-existentes;

Os minerais argilosos herdados, resultam da divisão, essencialmente física, de minerais argilosos pré-existentes, transportados do lugar inicial de formação para outro local onde foram depositados.

Os materiais que dão origem aos minerais argilosos podem ser:

Minerais primários, tais como feldspatos, piroxenas, anfíbulas e vidros vulcânicos;

Minerais argilosos pré-existentes;

Suspensões coloidais, incluindo geles;

lões em solução aquosa.

3.1.2 PRINCIPAIS GRUPOS DE MINERAIS ARGILOSOS

GRUPO DO CAULINO - SERPENTINA

(também conhecido por grupo da caulinite)

A caulinite forma-se por alteração química (hidrólise) dos feldspatos e das micas das rochas normalmente ricas em SiO_2 e Al_2O_3 , tais como granitos, pegmatitos, pórfiros, anortositos, gnaisses ou arcoses, por acção hidrotermal e/ou meteórica.

A passagem do feldspato (tectossilicato ou alumino-silicato tridimensional) a caulinite (filossilicato ou alumino-silicato lamelar) processa-se com um enriquecimento relativo de Al por remoção de Si. Este processo é facilitado pela presença de K e Na, que tendem a manter o Si em solução. Contrariamente, a presença de Ca e Mg tendem a flocular o Si, dificultando a sua remoção. Assim, a formação directa de caulinite a partir das rochas ácidas, como o granito, que são ricas em K e Na, é mais fácil do que a partir de rochas básicas, como os basaltos e os anortositos, mais ricas em Ca e Mg.

A neoformação da caulinite é favorecida por ambientes ácidos em regiões com abundante precipitação e boa drenagem, sob acção conjunta da meteorização e da alteração hidrotermal.

A caulinite herdada ocorre normalmente em depósitos lacustres, fluviais, estuarinos, lagunares e marinhos para onde foi transportada, normalmente por via líquida, desde os locais, mais ou menos distantes, onde ela havia sido neoformada. É o caso da caulinite que aflui e se deposita na laguna da Ria de Aveiro e que tem origem nos produtos da meteorização dos granitos, nos gnaisses e nos micaxistos que ocorrem na bacia hidrográfica do Rio Vouga. É também, certamente, o caso de grande maioria da caulinite acumulada nas rochas argilosas da formação Cretácica Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos.

A caulinite pode ainda resultar da transformação de outros minerais argilosos. Assim acontece com a transformação montmorilonite↔caulinite e com a transformação haloisite↔caulinite.

A unidade estrutural dos minerais do grupo do caulino - serpentina é do tipo 1:1, isto é, a camada estrutural compreende uma folha tetraédrica e uma folha octaédrica. Na caulinite, principal representante do grupo, o espaçamento entre camadas adjacentes é de 7Å. A união entre camadas adjacentes é feita por ligações de hidrogénio, entre H dos grupos OH e O.

Microfotografias revelam formas regulares pseudo-hexagonais em cristais de caulinite bem desenvolvidos, com dimensões médias entre os 0,5 e 1µm (figura 3.5).

A composição química das caulinites apresenta pequenas variações, sendo as substituições isomórficas bastante limitadas, aspecto em que as caulinites diferem da maioria dos outros minerais argilosos. A capacidade de troca catiónica destes minerais é também baixa quando comparada com a de outros minerais argilosos. É normalmente inferior a 10 meq/100g. A haloisite tem uma capacidade de troca catiónica de cerca de 40 meq/100g.

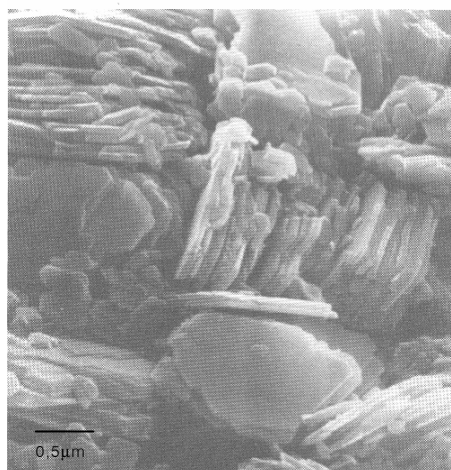


Figura 3. 5 – Microfotografia electrónica de cristais de caulinite bem desenvolvidos, amostra de St. Austell, Cornwall, Inglaterra (Tovey, 1971)

Deste grupo de minerais argilosos, a caulinite é indubitavelmente a espécie mineral com ocorrência mais frequente, sendo que as variedades de caulinite estruturalmente mais desordenadas são mais abundantes que as bem ordenadas. A haloisite é outra espécie bastante frequente. Mais raras são as espécies diquite e nacrite.

GRUPO DA ILITE

Os minerais do grupo da ilite são os mais frequentes nas argilas. A ilite pode formar-se pela alteração e/ou transformação de outros filossilicatos (micas, clorites, montmorilonites ou caulinites) ou de minerais não filossilicatos (feldspatos, piroxenas, anfíbolos, etc.). A ilite pode também ser herdada de micas pré-existentes (por exemplo, a moscovite) ou originada por transformação diagenética. Neste caso a transformação implica a fixação de K^+ na estrutura de outros minerais argilosos ($caulinite + K^+ \rightarrow ilite$; $montmorilonite + K^+ \rightarrow ilite$).

O modelo estrutural do grupo compreende duas folhas tetraédricas de sílica que ensanduíçam uma folha octaédrica. Iões K^+ e/ou Na^+ encontram-se entre folhas tetraédricas de camadas adjacentes, asseguram o equilíbrio eléctrico e fazem a ligação electrostática entre camadas.

As ilites são minerais argilosos muito frequentes, derivam, normalmente, das micas macroscópicas, por divisão física e alteração química. Ao microscópio apresentam lamelas com dimensões entre os 0,1 e 2 μm .

A alta estabilidade da ilite é responsável pela sua relativa abundância e persistência nos solos.

GRUPO DA MONTMORILONITE-SAPONITE

(também conhecido por grupo das esmectites)

A formação da montmorilonite está, por regra, associada a ambientes químicos alcalinos. Normalmente, solos básicos derivados da alteração de rochas vulcânicas extrusivas (cinzas, tufos, vidros vulcânicos, riolitos e andesitos) e ambientes de fraca drenagem permitem o aumento da alcalinidade e da concentração salina das soluções aquosas, necessário à neoformação da montmorilonite.

Meios com alto pH e elevadas concentrações electrolíticas, com maior abundância de Mg^{2+} e Ca^{2+} relativamente ao Na^+ e ao K^+ , favorecem a formação da montmorilonite. Rochas ricas em minerais ferromagnesianos e em plagioclase cálcica, tais como rochas ígneas básicas ou vulcânicas, originam normalmente minerais argilosos deste grupo.

Geralmente, a montmorilonite, contida nos sedimentos de depósitos fluviais, lacustres, deltaicos, estuarinos ou marinhos, foi transportada pelas águas desde os solos das áreas fonte, tratando-se, por isso, de montmorilonite herdada desses perfis. No entanto, a montmorilonite pode provir da transformação de outros minerais argilosos, por processos que tenham lugar durante ou após a sedimentação. São exemplos as transformações de vermiculite, clorite ou ilite em montmorilonite.

O grupo da montmorilonite é conhecido também por grupo das esmectites. Uma vez que as montmorilonites são a espécie mais frequente desse grupo, opta-se, frequentemente, pela designação de grupo da montmorilonite. A par com as caulinites e com as ilites, as esmectites são os minerais argilosos comuns na generalidade dos solos.

A estrutura cristalina das esmectites é constituída por duas folhas tetraédricas de sílica que ensanduíçam uma folha octaédrica. As substituições catiónicas nas camadas 2:1 produzem carga negativa que será balanceada com a introdução de catiões de troca intercamadas. O Ca é o catião de troca mais frequente, mas, quando o catião de troca é o Na, o mineral apresenta maior expansão quando em contacto com a água.

No espaço entre camadas podem penetrar, para além das moléculas de água e dos catiões de troca, certas moléculas orgânicas que, no conjunto, tendem a expandir o espaçamento entre camadas estruturais, com o consequente aumento de volume do mineral e o desenvolvimento de fortes pressões de expansão, em meio húmido, e fortes contrações em meio seco.

Os cristais de esmectites são de dimensões muito reduzidas, têm espessura muito mais fina que os cristais de illite ou de caulinite. A elevada capacidade de troca catiónica (80 a 150 meq/100g) advém do alto grau de substituição atômica isomórfica. As moléculas de água situam-se entre camadas estruturais a hidratar os catiões de troca ou estão adsorvidas nas superfícies dos cristais. A ligação, relativamente, fraca entre camadas estruturais, devida a forças de Van der Waals, e o alto grau de substituição isomórfica tornam fácil a clivagem basal dos cristais de esmectite quando em meio líquido.

Por todas estas características, em particular, elevada superfície específica e capacidade de troca catiónica, as esmectites têm propriedades de absorção e de adsorção que as tornam importantes para o comportamento dos materiais de que fazem parte.

GRUPO DA CLORITE

A clorite argilosa que mais frequentemente ocorre nos solos resulta da divisão mecânica de clorites pré-existentes em rochas ígneas (micas cloritizadas) ou em rochas metamórficas (xistos cloríticos). Pode também resultar da transformação diagenética de outros minerais argilosos com estruturas expansivas (montmorilonites e vermiculites). Mais raramente a clorite argilosa é neoformada.

A estrutura da clorite caracteriza-se pela existência de uma folha octaédrica entre as camadas estruturais de folhas tetraédrica-octaédrica-tetraédrica (figura 3.6).

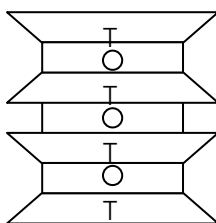


Figura 3. 6 – Representação esquemática da estrutura da clorite argilosa

Na clorite as camadas estruturais consecutivas estão fortemente ligadas por iões hidratados de Mg, de Al ou de Fe.

GRUPO DA VERMICULITE

A par das esmectites, as vermiculites são os minerais argilosos que apresentam maior expansão quando em contacto com a água. No entanto, a expansão das vermiculites, com água ou outras moléculas polares, é mais limitada do que a expansão das esmectites.

A estrutura da vermiculite consiste na interestratificação regular de camadas de tipo biotite (duas folhas tetraédricas de sílica a ensanduicharem uma folha octaédrica tipo brucite) e de camadas bi-moleculares de água orientadas e a solvatar determinados catiões trocáveis (Ca e Mg) (Figura 3.7). O espaçamento entre camadas sucessivas pode variar entre 10 e 15Å, consoante o grau de solvatação e o catião de troca presente.

As vermiculites argilosas formam-se, por transformação, a partir de micas ou de outros minerais argilosos, por exemplo, da montmorilonite. Mais raramente, a vermiculite pode ser herdada de algumas rochas raras (quimberlito, peridotito e piroxenito), resultando da divisão mecânica da vermiculite macroscópica que ocorre nessas rochas.

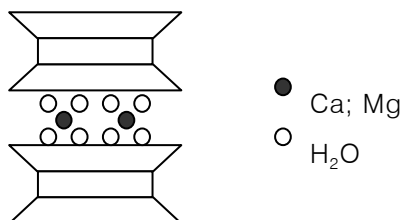


Figura 3. 7 – Representação esquemática da estrutura da vermiculite

GRUPO DOS INTERESTRATIFICADOS

Dada a grande similitude da estrutura cristalina existente entre alguns minerais, pode ocorrer numa única partícula a interestratificação de dois ou mais tipos de camadas estruturais. Podem, por exemplo, existir minerais argilosos que apresentem estruturas construídas pela combinação de camadas estruturais próprias do grupo da ilite

intercaladas, regular ou irregularmente, com outras camadas próprias do grupo da montmorilonite.

O interestratificado montmorilonite-ilite é o mais abundante nos solos, sendo frequente também a ocorrência dos interestratificados clorite-vermiculite e dos clorite-montmorilonite.

Segundo Gomes (2002) os interestratificados representam estados metaestáveis de transição, que ocorrem na evolução ou transformação dum mineral para um outro. Por exemplo, a transformação ilite→montmorilonite tem a seguinte sucessão:

Ilite → ilite-vermiculite → vermiculite-montmorilonite → montmorilonite.

Propriedades, como a capacidade de troca catiónica e a expansibilidade dos minerais interestratificados, são, naturalmente, mais ou menos elevadas, conforme os tipos de camadas estruturais que interestratificam.

3.1.3 MINERAIS NÃO ARGILOSOS PRESENTES NAS ARGILAS

Conforme foi já referido, nas argilas e nos materiais argilosos de um modo geral, para além dos minerais argilosos estão sempre presentes outros minerais não argilosos.

Normalmente, os minerais não argilosos constituem partículas mais grosseiras que as dos minerais argilosos. Daí que, na prática, a divisão granulométrica, em certa medida, serve como critério para a separação entre partículas argilosas e não argilosas.

Muito embora a fracção menor que 2µm possa conter minerais não argilosos finamente divididos, este critério de separação revela-se apropriado, uma vez que quando as dimensões das partículas são muito reduzidas o comportamento das partículas não argilosas começa a tender para o comportamento das partículas argilosas. Por exemplo, o quartzo, muito comum nas argilas, pode apresentar-se em partículas suficientemente finas e ter propriedades coloidais. Crê-se que a superfície dos cristais de quartzo, com esta dimensão, estão cobertas por uma monocamada hidratada.

Nos solos em geral, e nas argilas também, além da argila, a *s. stritu*, (fracção textural com partículas de dimensões inferiores a $2\mu\text{m}$ na qual predominam os minerais argilosos) podem existir siltes, areias e seixos. A figura 3.8 apresenta uma classificação textural das partículas existentes nos solos.

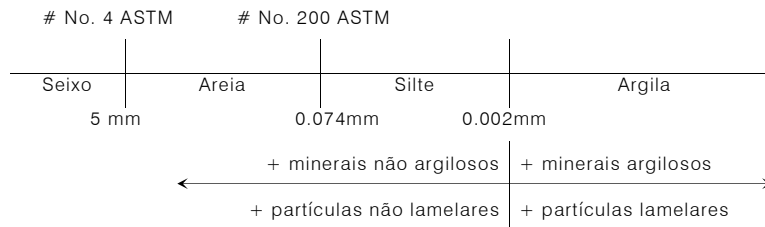


Figura 3. 8 – Classificação dimensional das partículas existentes nos solos

De um modo geral, a presença de minerais não argilosos nas argilas contribui para a atenuação das propriedades mais características dos minerais argilosos que as compõem, uma vez que os minerais não argilosos constituem-se em partículas granulares (siltes, areias e seixos) cujas propriedades e comportamentos se opõem aos característicos dos minerais argilosos.

3.1.4 RELAÇÕES ENTRE FASES NAS ARGILAS

3.1.4.1 HIDRATAÇÃO DAS ARGILAS

A hidratação das argilas envolve a adsorção de moléculas de água nas superfícies de argila expostas aos diferentes espaços intersticiais. Podem distinguir-se três modelos (ou três níveis) de hidratação, que ocorrem à medida que aumenta a disponibilidade de água (Guyen, 1992):

- hidratação inter-lamelar, envolvendo a adsorção de limitadas quantidades de água nas superfícies internas das partículas argilosas;
- hidratação osmótica, a qual está relacionada com uma adsorção não limitada de moléculas de água nas superfícies internas e externas das partículas argilosas;
- condensação capilar de água livre nos microporos, dentro da micro-estrutura (fabric) da argila (ou seja, nos poros inter-agregados e intra-agregados).

Os mecanismos de hidratação em cada modelo são relativamente distintos. Os principais aspectos da hidratação interlamelar têm que ver com: i) a hidratação dos catiões presentes entre camadas; ii) as interações entre as superfícies de argila, as moléculas de

água e os catiões intercamadas; iii) o teor (ou a pressão de vapor) de água no sistema. A água adsorvida na hidratação inter-lamelar encontra-se fortemente ligada às camadas estruturais dos minerais de argila, podendo ser considerada como parte integrante da estrutura cristalina.

Os principais factores que afectam a hidratação inter-lamelar das esmectites e das vermiculites, grupos de minerais argilosos onde este modo de hidratação adquire maior importância, sumariamente, e de acordo com Guven (1992), são:

- a energia de hidratação dos catiões intercamadas;
- a polarização das moléculas de água pelos catiões intercamadas;
- a variação do potencial electrostático na superfície da argila, determinada pela magnitude e pela distribuição das cargas nas camadas de sílica;
- a actividade da água (pressão relativa do vapor de água);
- o tamanho e a morfologia das partículas e a microestrutura (*fabric*) da argila.

O processo de hidratação inter-lamelar, geralmente, começa pela formação de uma cápsula de moléculas de água que envolvem os catiões intercamadas, seguindo-se o desenvolvimento de uma camada de moléculas de água que se estende pela superfície das partículas de argila, fruto da interacção dessa superfície com os dipolos de água e com os catiões intercamadas.

Quando a distância entre camadas silicatadas adjacentes é suficientemente grande, o que acontece nas camadas externas, a hidratação deixa de ser do tipo inter-lamelar e passa a desenvolver-se na fronteira entre a partícula argilosa e a solução aquosa intersticial a chamada *dupla camada difusa*. Este tipo de hidratação não limitada, que se estende em contínuo pela solução, é designado de expansão osmótica.

Finalmente, a condensação capilar de água livre nos poros da microestrutura constitui o principal factor de hidratação das argilas saturadas.

A água na matriz argilosa reparte-se pelos três tipos de poros (inter-agregados, intra-agregados e inter-lamelares), sendo que nas argilas saturadas a maior parte da água localiza-se nos poros inter-agregados e intra-agregados.

3.1.4.2 O CONCEITO DA DUPLA CAMADA

O conceito da dupla camada tem sido usado para tentar explicar química e fisicamente os fenómenos da interface argila-água em dispersões aquosas.

Nas dispersões de argila em água, entre a fase sólida (partículas de argila) e a fase líquida desenvolve-se uma região de transição sólido-líquido. As forças electrostáticas actuaes nesta interface e a sua configuração molecular são de fundamental importância para a compreensão do comportamento reológico das dispersões de argila (Guvén, 1992).

Nesta síntese de fundamentos das propriedades das argilas tenta-se cingir aos ensinamentos que esta teoria traz para a compreensão dos fenómenos de superfície, especialmente sobre a atracção da água aos minerais argilosos, ou seja, sobre a evolução do potencial electrostático na vizinhança da superfície da partícula argilosa.

Nas argilas secas os catiões adsorvidos estão fortemente ligados às partículas de argila consequência da electronegatividade das suas superfícies. Os catiões que excedam os necessários para neutralizar a carga eléctrica superficial e os aniões associados precipitam sobre a forma de sais. Quando a argila entra em contacto com a água estes sais entram em solução. Devido aos catiões adsorvidos, junto da superfície a concentração de catiões é maior do que na solução envolvente, pelo que, haverá tendência para a difusão de catiões no sentido do equilíbrio de concentrações. No entanto, a difusão é restringida pelo campo eléctrico negativo gerado na superfície das partículas de argila. A figura 3.9 mostra esquematicamente o equilíbrio entre a tendência para a difusão dos catiões e o efeito oposto de atracção para a superfície duma partícula de argila.

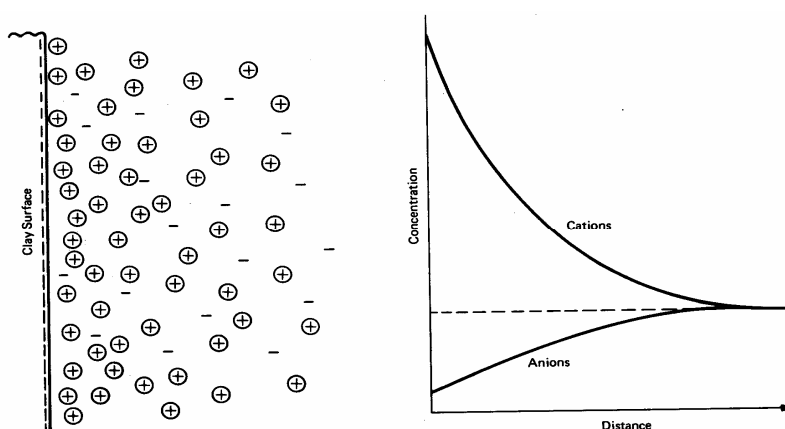


Figura 3. 9 – Distribuição dos íões adjacentes a uma superfície de mineral argiloso, de acordo com o conceito da dupla camada difusa (Mitchell, 1993)

A distribuição dos cátions é análoga à distribuição das moléculas de ar na atmosfera (Mitchell, 1993), onde a tendência para o escape dos gases é contrariada pela atracção gravítica terrestre.

As cargas eléctricas à superfície das partículas mais as cargas distribuídas pela solução adjacente, no seu conjunto, formam a *dupla camada difusa*. Muitas teorias têm sido propostas para descrever quantitativamente a distribuição dos iões na área adjacente à superfície das partículas de argila, mais propriamente dos minerais argilosos. No entanto, a teoria da dupla camada difusa de Gouy-Chapman (1910,1913), apesar das várias limitações que se lhe possam invocar, nomeadamente, assumir alguns pressupostos teóricos irrealistas (Güven, 1992), tem-se mantido, com alguns refinamentos importantes (Stern (1924), Grahame (1947), Sposito (1984), Davis e Kent (1990) e Dzombak e Morel (1990) in Güven, 1992), como a que melhor se adequa à descrição físico-química e matemática do fenómeno. Fornecendo as bases para a compreensão dos processos de floculação e desfloculação e da relação destes processos com a formação da estrutura dos solos argilosos e de alguns aspectos da sua compressão, consolidação e expansibilidade.

A concentração de iões do tipo i , n_i , num campo de forças e em situação de equilíbrio é dada pela equação de Boltzmann

$$n_i = n_{i0} \exp\left(\frac{E_{i0} - E_i}{KT}\right) \quad (3.1)$$

onde,

E é a energia potencial

T é a temperatura (°K)

K é a constante de Boltzmann ($1,38 \times 10^{-23} \text{J}^\circ\text{K}^{-1}$)

e n_0 representa o estado de referência, ou seja, a uma distância da superfície suficientemente grande para não sofrer a sua influência.

Por outro lado a equação de Poisson relaciona o potencial, a carga e a distância. Toma para o caso unidimensional a forma,

$$\frac{d^2\Psi}{dx^2} = -\frac{\rho}{\epsilon} \quad (3.2)$$

onde,

Ψ é o potencial eléctrico num ponto

x é a distância à superfície (m)

ρ é a densidade de carga (C/m³)

ϵ é a permissividade estática do meio (C²J⁻¹m⁻¹)

com a densidade de carga na camada difusa dada por

$$\rho = e \sum v_i n_i \quad (3.3)$$

onde,

e é de carga eléctrica (1,602x10⁻¹⁹ coulomb)

v_i é a valência iónica.

Da combinação das equações 3.1 e 3.2, tomando em consideração que $E_i = v_i e \Psi$ e $E_{i0} = 0$, resulta a equação diferencial da dupla camada eléctrica adjacente à superfície plana, equação que permite o cálculo do potencial eléctrico e a concentração de iões em função da distância à superfície.

$$\frac{d^2 \Psi}{dx^2} = -\frac{e}{\epsilon} \sum v_i n_{i0} \exp\left(\frac{-v_i e \Psi}{KT}\right) \quad (3.4)$$

Para o caso de aniões e de catiões de igual valência, a equação 3.4 simplifica-se para a chamada equação Poisson-Boltzmann,

$$\frac{d^2 \Psi}{dx^2} = \frac{2n_0 v e}{\epsilon} \sinh \frac{v e \Psi}{KT} \quad (3.5)$$

A equação Poisson-Boltzmann é considerada a essência matemática da dupla camada difusa. No entanto, pela sua natureza, essa equação não tem uma solução explícita, mas sim algumas aproximações estudadas para determinados casos limite, sendo as soluções de Dedye-Huckel (3.6) e de Gouy-Chapman (3.7) duas dessas soluções.

$$\Psi_x = \Psi_0 \exp(-kx) \quad (3.6)$$

$$\Gamma_x = \Gamma_0 \exp(-kx) \quad (3.7)$$

onde,

k e Γ são dados pelas expressões (3.8) e (3.9).

$$k^2 = \frac{1}{\epsilon_0 \epsilon_r KT} \sum v_i^2 e^2 n_{i(\infty)} \quad (3.8)$$

$$\Gamma = \frac{\exp(v e \Psi / eKT) - 1}{\exp(v e \Psi / 2KT) + 1} \quad (3.9)$$

sendo n_∞ a concentração electrolítica

Assim, de acordo com a teoria da dupla camada, o potencial varia com a distância à superfície carregada da partícula, com o andamento apresentado na figura 3.10.

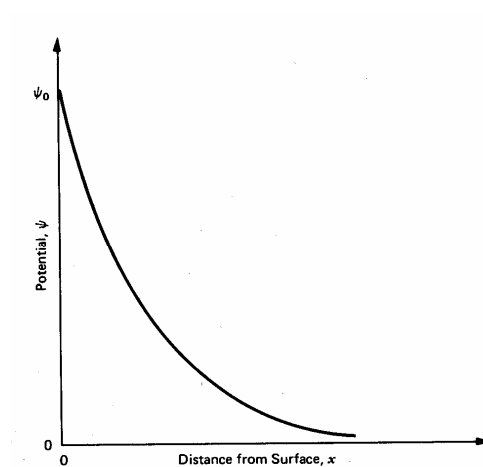


Figura 3. 10 – Variação do potencial eléctrico com a distância a uma superfície carregada (Mitchell, 1993).

Um esquema realístico da dupla camada adjacente às partículas de argila deve incorporar a hidratação dos “contra-íões” e a hidratação das superfícies das partículas dos minerais argilosos. Situação descrita através de um hipotético modelo multi-camadas apresentado na figura 3.11 (Guyen, 1992).

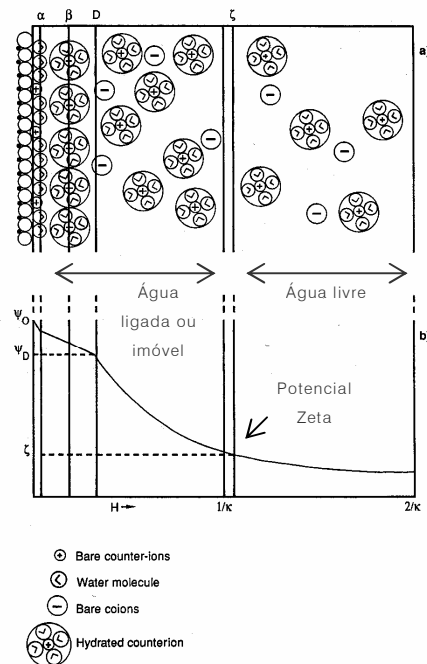


Figura 3. 11 – a) Modelo hipotético de configuração multi-camadas para a interface partícula de argila-água. b) Variação do potencial de superfície (ψ_0) na região de interface (adaptado de Guven, 1992)

Essa estrutura multi-camadas pode ser descrita em termos de planos de moléculas de água e de "contra-íons" e camadas de íons hidratados (Guyen, 1992):

O plano α é composto principalmente por dipolos de água orientados, entre os quais podem existir catiões (contra-íons) não hidratados;

O plano β representa o primeiro plano de "contra-íons" hidratados mais próximos da superfície;

O plano D marca o início da dupla camada difusa;

O plano ($1/\kappa$) corresponde à região da camada difusa onde o potencial de superfície decai para ψ_0/e , isto é, para cerca de 37% do potencial de superfície;

O plano ξ é o plano de corte (*shear plane*), e delimita a secção da dupla camada que se desloca com a partícula argilosa; a localização do plano ξ não se encontra bem definida, estará algures na camada difusa próximo do plano $1/\kappa$; o potencial neste plano pode ser medido por electroforese (potencial zeta) e é usado como o potencial efectivo da partícula na avaliação das propriedades reológicas.

A espessura da dupla camada é uma propriedade do fluido e não das partículas de argila. Será fina em meios de força iónica elevada e espessa em meios de força iónica baixa (Gomes, 2002).

3.1.4.3 MECANISMOS DA INTERACÇÃO ENTRE PARTÍCULAS DE ARGILA E DE ÁGUA

Os solos, no geral, e as argilas, em particular, apresentam comportamentos em muito condicionados pela quantidade de água presente, ou melhor dizendo, pelo seu grau de saturação. Isto acontece porque efectivamente nem as superfícies das partículas do solo nem a água são quimicamente inertes. As partículas sólidas do solo e a água interagem mutuamente, resultando numa forte atracção e adsorção das moléculas de água pelas superfícies das partículas sólidas. No caso particular das argilas, dada a pequena dimensão dos seus grãos e a sua elevada superfície específica, estas interacções tomam maior importância.

Nem todos os detalhes desta interacção, assim como nem todas as suas consequências, foram estabelecidas com certeza. No entanto, alguns aspectos são já conhecidos e permitem compreender com alguma clareza a natureza do fenómeno.

Importa pois esclarecer os possíveis mecanismos de interacção argila-água. Usando a enumeração de Mitchell (1993), eles serão os seguintes:

- i) Ligações de hidrogénio - as cargas negativas presentes nas superfícies basais dos cristais e as cargas positivas que comumente existem nos bordos das folhas estruturais, podem atrair água devido à natureza polar desta molécula; ligações de hidrogénio devem ser esperadas entre as moléculas de água e os átomos de oxigénio das superfícies; também podem ocorrer ligações entre as moléculas de água e os grupos OH da superfície;
- ii) Hidratação de catiões de troca – os catiões de troca, particularmente quando pequenos e com elevada carga, hidratam envolvendo-se em moléculas de água orientadas; é sabido que a natureza dos catiões existentes entre as camadas influencia a adsorção de água, a montmorilonite-Ca normalmente forma duas camadas de água, enquanto que a montmorilonite-Na retém maior quantidade de

água; este é o mecanismo mais importante que se processa para baixos teores de água;

iii) Atracção por osmose – a distâncias maiores da superfície das partículas de argila, a retenção da água envolve mecanismos diferentes; a fixação da água a esta distância pode surgir como resposta ao gradiente de concentração e dever-se ao facto de existir uma maior concentração de iões na vizinhança das superfícies dos minerais argilosos do que na solução mais distante da partícula, (ver figura 3.12); no entanto, a entrada de água neste nível tende a diluir a dupla camada e a aproximar a concentração à da solução fora da dupla camada; este mecanismo de retenção tem sido analisado segundo a teoria da difusão osmótica.

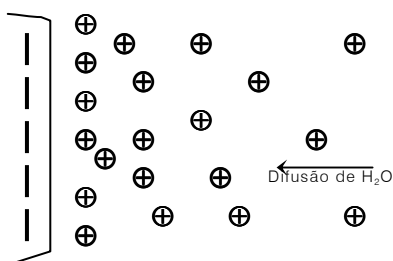


Figura 3. 12– Atracção por osmose

Mesmo com soluções intersticiais concentradas a expansão devida a este mecanismo tende a ser limitada;

iv) Atracção superfície-dipolo – os dipolos de água tendem a orientar-se com os polos positivos no sentido da superfície negativa das partículas de argila; esta orientação pode propagar-se a sucessivas camadas de dipolos, decrescendo a orientação com o aumento da distância à superfície da partícula; quando a atracção da superfície aos dipolos de água é suficientemente forte, estes tendem a interporem-se entre a superfície e os “contra-íões” (íões que contariam a carga superficial) e a deslocá-los para área mais afastadas da superfície; se o processo ocorre entre duas superfícies paralelas, então, estes íões vão ocupar o plano médio entre as faces (ver figura 3.13);

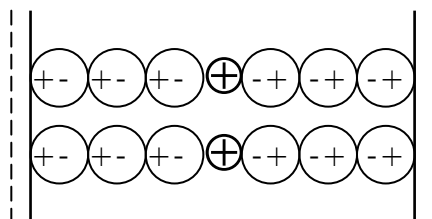


Figura 3. 13 – Atracção por dipolos de água

v) Atracção por forças de Van der Waals – as flutuações em fase das nuvens electrónicas dos átomos provocam dipolos temporários, que podem exercer atracção sobre dipolos vizinhos; qualquer que seja o principal mecanismo de atracção argila-água as forças de Van der Waals, assim produzidas, têm sempre algum contributo para o total da água retida (Gillot, 1987).

Segundo estudos de química coloidal baseados em dados de adsorção, a retenção da água pelos minerais de argila deve-se fundamentalmente a ligações de hidrogénio e à hidratação de iões, ou a ambos, não sendo possível concluir qual dos tipos de ligação é a principal responsável pela adsorção de água nas superfícies dos minerais argilosos.

A expansibilidade das argilas, principal mecanismo de desenvolvimento de altas pressões de expansão e de aumento de volume, pode ser explicada em termos de mudanças estruturais operadas na água, tendo como causa as interacções com as superfícies das partículas de argila (Low, 1987).

3.1.4.4 FORÇAS INTERPARTÍCULAS NAS ARGILAS

Em meio aquoso entre as partículas de argila actuam, fundamentalmente, dois tipos de forças:

Forças atractivas conhecidas por forças de Van der Waals ou Van der waals-London; são forças que se originam na variação temporária das nuvens electrónicas atómicas, produzindo dipolos momentâneos; a rápida variação destes dipolos cria a referida atracção entre as moléculas; estas forças variam inversamente de intensidade com distância entre as partículas; a força atractiva total entre partículas é a soma das atracções das suas moléculas. Forças atractivas surgem também entre as faces das partículas argilosas, carregadas negativamente, e os bordos de carga positiva.

Forças repulsivas de natureza eléctrica e que se devem ao facto de as partículas de argila apresentarem carga eléctrica, essencialmente, devido à carga negativa existente nas superfícies externas dos minerais argilosos; a origem destas cargas eléctricas descompensadas foi já anteriormente discutida.

Da combinação das energias de repulsão, associadas à interacção das duplas camadas difusas, com as energias atractivas, devidas às forças de Van der Waals, resultam curvas

de energia total em função da distância entre superfícies paralelas, conforme está apresentado na figura 3.14.

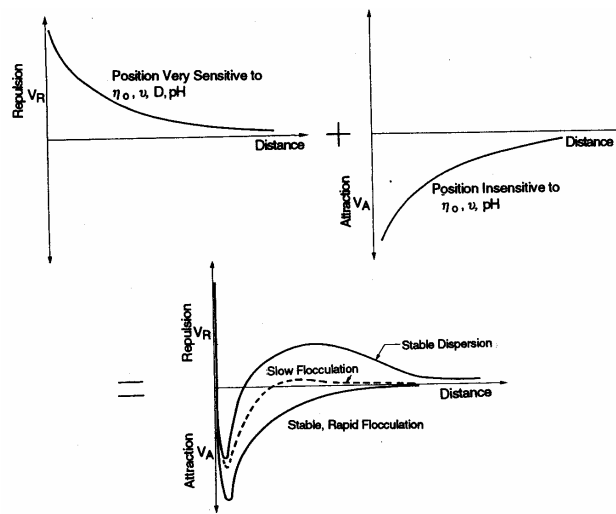


Figura 3. 14 – Energias de repulsão, atracção e totais para a interacção entre duas superfícies paralelas (Mitchell, 1993)

3.2 ALGUMAS PROPRIEDADES DAS ARGILAS

3.2.1 COESÃO

Devido às elevadas forças atractivas inter-partículas resultantes das forças de Van der Waals e de forças electrostáticas nas argilas gera-se forte aderência entre partículas adjacentes. Esta tensão atractiva, mecânicamente designada de coesão, é independente da existência ou não de forças exteriores.

3.2.2 CAPACIDADE DE TROCA IÓNICA, CATIÓNICA E ANIÓNICA

A capacidade de troca iónica traduz a quantidade de iões, particularmente catiões, que uma argila pode adsorver e trocar. É uma propriedade que resulta do desequilíbrio de cargas eléctricas, devidas particularmente a substituições atómicas isomórficas que ocorrem na estrutura atómica dos minerais argilosos.

No estado de equilíbrio, devido à agitação térmica e à difusibilidade dos electrólitos livres, existe uma permuta contínua entre os iões adsorvidos, contidos na solução micelar, e outros, do mesmo sinal, existentes na solução intermicelar. Contudo, a troca iónica refere-se, normalmente, não só a este processo constante de permuta, mas também à resposta a reacções que envolvem a alteração do estado de equilíbrio, causadas pela adição de iões estranhos ou pela modificação da sua concentração.

A capacidade de troca iónica é uma propriedade importante dos minerais argilosos reflectida nas argilas que os contêm, com forte influência em algumas propriedades físico-químicas e no seu comportamento reológico das argilas.

A natureza dos iões adsorvidos influi largamente nas propriedades das argilas, podendo estas ser modificadas pela adição de produtos químicos contendo determinados iões. A estabilização química com cal, cloretos ou resinas, utiliza justamente esta propriedade (Castro, 1974a).

Gomes (2002) refere que os cristais dos minerais argilosos possuem uma carga eléctrica, globalmente negativa, que advém das substituições atómicas isomórficas e de outros defeitos estruturais e das roturas das folhas estruturais tetraédricas e octaédricas nos bordos das partículas. As cargas eléctricas manifestadas nos bordos das partículas, devidas a ligações insatisfeitas, podem ser negativas ou positivas. Se negativas são neutralizadas pela adsorção de catiões, se positivas são neutralizadas pela adsorção de aniões. Nas faces basais dos cristais lamelares localizam-se cargas negativas e nos bordos cargas negativas e positivas, sendo que a comparticipação da carga eléctrica dos bordos é muito menor que a das faces basais, já que a superfície destes é também muito menor (figura 3.15).

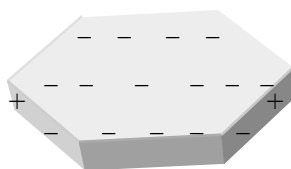


Figura 3. 15 – Distribuição das cargas eléctricas nas bases e nos bordos dum cristal numa partícula de argila

Para avaliar da capacidade de troca iónica de uma argila pode recorrer-se à avaliação da carga eléctrica das partículas argilosas através da medição do potencial electrocinemático (potencial zeta).

Mais frequentemente determina-se a capacidade de troca catiónica, ou seja, a quantidade máxima de cations que um mineral argiloso ou uma argila pode permutar. A capacidade de troca catiónica exprime-se em miliequivalentes por cem gramas de soluto (meq/100g) e varia com determinado mineral argiloso ou determinada argila. Tratando-se de uma argila, a capacidade de troca catiónica medida é o somatório da capacidade de troca catiónica dos minerais argilosos seus constituintes com a capacidade de troca catiónica com outras substâncias que podem entrar na sua composição, por exemplo, matéria orgânica.

A capacidade de troca catiónica varia com o grau de substituição isomórfica verificado, que como referido depende da composição, dos arranjos e dos defeitos das folhas tetraédricas e octaédricas que compõe as camadas estruturais dos minerais argilosos. No quadro III.I são apresentadas as capacidades de troca catiónica (CTC) de alguns dos mais importantes minerais argilosos.

Quadro III.I – Capacidade de troca catiónica de alguns minerais argilosos (Grim, 1968)

Mineral argiloso	CTC (meq/100g)
Caulinite	3-15
Haloisite	5-50
Illite	10-40
Clorite	10-40
Vermiculite	100-150
Montmorilonite	60-150
Alofana	25-50

A caulinite é o mineral argiloso que apresenta menor capacidade de troca catiónica, consequência da sua estrutura cristalina menos susceptível ao aparecimento de cargas eléctricas não compensadas. Os valores da capacidade de troca catiónica da caulinite variam com o seu grau de ordem-desordem estrutural e com a presença de impurezas minerais ou não minerais associadas (Gomes, 1988).

3.2.3 GRANULOMETRIA

Quando se refere a granulometria de uma argila, aqui considerada no sentido geotécnico, composta de minerais argilosos e não argilosos, a maior importância da análise granulométrica advém da indicação da percentagem da fracção onde predominam os minerais argilosos (% de partículas com dimensões inferiores a 2 μm) presentes. Essa percentagem controla em grande medida as propriedades exibidas por esse material. Em segunda linha, e não menos importante, é a distribuição granulométrica das partículas argilosas, uma vez que esta distribuição é indicadora dos tipos de minerais predominantes, podendo-se, assim, inferir das propriedades dessa fracção argilosa e da sua preponderância nas propriedades e no comportamento da argila.

Numa argila é de esperar que alguns parâmetros cristaloquímicos e algumas propriedades variem conforme as dimensões das partículas da fracção granulométrica considerada. No quadro III.II apresentam-se alguns parâmetros cristaloquímicos e algumas propriedades de diversos separados granulométricos de uma mesma argila.

Quadro III.II – Alguns parâmetros cristaloquímicos e algumas propriedades de separados granulométricos da argila “Fireclay” de Ashfield, Yorkshire-Inglaterra (adaptado de Gomes, 1988)

Separados granulométricos (d.e.e. em μm)	1.0-0.9 (16%)	0.9-0.8 (18%)	0.8-0.7 (15%)	0.7-0.6 (13%)	0.6-0.5 (10%)	0.5-0.4 (9%)	0.4-0.3 (7%)	0.3-0.2 (5%)	0.2-0.1 (3%)	<0.1 (4%)	<1.0 (100%)
K ₂ O (%)	0.98	0.96	0.92	0.93	0.95	0.99	1.07	1.14	1.23	1.47	1.03
MgO (%)	0.41	0.45	0.47	0.50	0.51	0.53	0.57	0.64	0.69	0.75	0.50
C.T.C.(meq/100g) (m. acetato de amónio)	8.7	8.9	9.3	9.9	10.6	11.5	12.7	13.8	15.2	20.5	10.5
S.E.A.M. ($\text{m}^2\cdot\text{g}^{-1}$) / (m. do azul de metileno)	41.9	44.5	47.7	51.0	56.8	61.9	67.1	74.1	81.3	110.9	57.0
Espessura média dos cristais de caulinite (em Å) (001)	345	323	305	288	265	243	226	204	158	126	285
% camadas estruturais da caulinite não expandidas pelo hidrato de hidrazina	2	3	4	4	5	8	12	20	35	55	10

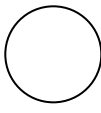
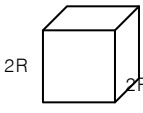
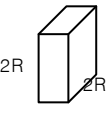
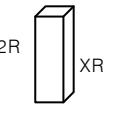
A granulometria é uma das características mais importantes das argilas que governa muitas das suas propriedades. Em mecânica de solos, estão intimamente ligadas à granulometria propriedades, tais como a plasticidade, a permeabilidade, a expansibilidade, a capilaridade e a sucção, compressibilidade e resistência ao corte de argilas remoldadas.

3.2.4 SUPERFÍCIE ESPECÍFICA

A superfície específica de uma argila é definida como a área da superfície externa mais a área da superfície interna (caso ela exista) das partículas constituintes, por unidade de massa (Gomes, 1988).

Os minerais argilosos possuem pequenas dimensões e morfologia planar ou fibrosa. A área da superfície por unidade massa é tanto maior quanto mais reduzidas forem as dimensões das partículas que constituem essa massa unitária. A redução do tamanho de partículas de forma esférica ou cúbica traduz-se num aumento da superfície específica na mesma proporção. Para além disso, se as partículas forem planares ou fibrosas a área da superfície por grama de material aumenta ainda mais (ver quadro III.III). Assim, os minerais argilosos apresentam elevada superfície específica devido à combinação dos efeitos da dimensão e da forma das suas partículas.

Quadro III. III – Variação da área da superfície em partículas com diferentes formas.

Forma	Esférica	Cúbica	Planar	Fibrosa
				
Volume de uma partícula	$\frac{4}{3}\pi R^3$	$8R^3$	$2R \times 2R \times XR = 4XR^3$	$2R \times XR \times XR = 2X^2R^3$
N.º de partículas por grama	$\frac{1}{\frac{4}{3}\pi R^3 p}$	$\frac{1}{8R^3 p}$	$\frac{1}{4XR^3 p}$	$\frac{1}{2X^2R^3 p}$
Área da superfície de uma partícula	$4\pi R^2$	$6 \times (2R \times 2R) = 24R^2$	$2(2R)^2 + 4(2R \times XR) = 8R^2 + 8XR^2$	$4(2R \times XR) + 2(XR)^2 = 8XR^2 + 2X^2R^2$
Área da superfície por grama	$\frac{4\pi R^2}{\frac{4}{3}\pi R^3 p} = \frac{3}{Rp}$	$\frac{24R^2}{8R^3 p} = \frac{3}{Rp}$	$\frac{8R^2(1+X)}{4XR^3 p} = \frac{2(1+X)}{XRp}$	$\frac{2XR^2(4+X)}{2X^2R^3 p} = \frac{4+X}{XRp}$

P = Densidade

Nos filossilicatos, a área das superfícies basais (faces 001) é muito grande quando comparada com a área dos bordos (faces 100 e 010). Nas caulinites a superfície específica dos bordos é cerca de 10 a 20% da superfície específica total estimada em $(15-40) \cdot 10^3 \text{m}^2 \text{kg}^{-1}$, enquanto que, nas esmectites os bordos representam apenas 2 a 3% da superfície específica total (interna e externa) estimada em cerca de $760 \cdot 10^3 \text{m}^2 \text{kg}^{-1}$ (Gillott, 1987). Proporcionalmente, o efeito dos bordos dos cristais na caulinite é, assim, muito

maior que na esmectite, facto que se traduz, por si só, num motivo para estes dois minerais apresentarem propriedades distintas, uma vez que, conforme já foi referido, as bases e os bordos têm balanços electrostáticos significativamente diferentes.

A superfície específica de uma argila é, em grande medida, indicadora do comportamento reológico que dela se pode esperar. Argilas com elevadas superfícies específicas apresentam elevada expansão por molhagem e contracção por secagem, elevados índices de plasticidade, e quando saturadas, apresentam resistência ao corte praticamente nula (tende para a resistência ao corte, nula, que caracteriza a água que envolve as superfícies das partículas). No quadro III.IV apresentam-se as superfícies específicas de alguns dos minerais argilosos mais frequentes.

Quadro III. IV - Superfícies específicas de alguns minerais argilosos (Gomes, 2002)

Mineral argiloso	Superfície específica (m²/g)
Caulinite de elevada cristalinidade	Até 15
Caulinite de baixa cristalinidade	Até 50
Haloisite - 10Å	Até 60
Illite	50-100
Montmorilonite	150-800
Clorite	40-80
Vermiculite	50-100
Palygorsquite	149-190
Sepiolite	230-380

O método do azul de metileno (AM) é um método simples, rápido e económico de determinar com suficiente rigor a superfície específica. Baseia-se no princípio de que as moléculas lamelares do azul de metileno são fortemente adsorvidas por processo de troca catiónica até a superfície das partículas ficar completamente coberta por uma camada monomolecular de azul de metileno (figura 3.16).

Em Geotecnia normalmente não se procura o valor da superfície específica. Usa-se directamente o chamado Valor do Azul de Metileno, tido como sendo a quantidade expressa em gramas do azul de metileno adsorvido por quilograma da fracção granulométrica ensaiada, valor obtido segundo o procedimento constante da norma europeia (EN 933-9 2000), que se baseia na análise da mancha deixada por uma gota de solução depositada sobre um papel de filtro em condições normalizadas.

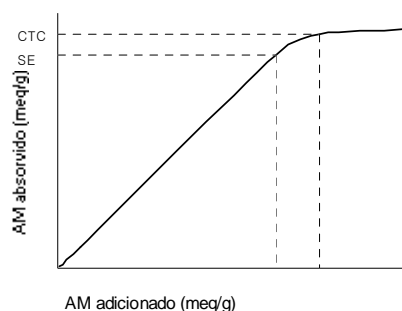


Figura 3. 16 – Curva com a adsorção de AM pela argila (Gomes, 2002)

O Valor do Azul de Metileno (VAM) é usado como indicador da relação dimensão/tipo dos finos presentes num solo. No sistema francês de classificação de solos para fins de terraplenagem (SETRA/LCPC, 1992) valor de VAM é mesmo usado como parâmetro de classificação. Entre nós é usado, frequentemente, em substituição ou como complemento do ensaio de Equivalente de Areia, uma vez que traduz melhor as propriedades dos finos presentes num solo ou num agregado.

3.2.5 EXPANSIBILIDADE

As variações nos teores de água de argilas e de solos argilosos são, geralmente, acompanhadas por significativas variações volumétricas. Quando se dá entrada de água nestes materiais ocorre expansão, enquanto que a redução do teor de água é acompanhada de retracção.

Nos E.U.A. os prejuízos anuais em infra-estruturas, causados pela expansão e pela retracção de solos, ultrapassam os prejuízos conjuntos dos sismos, dos tornados, dos furacões e das cheias (Holtz, 1983). Na geotecnia rodoviária, uma das maiores preocupações consiste em garantir que a presença destes materiais expansivos na fundação não se traduz em deformações nos pavimentos, carecendo de especial atenção a sua distância ao pavimento e os dispositivos de drenagem. Para contrariar os efeitos nefastos da expansibilidade e da plasticidade de certos solos podem ser usados tratamentos físico-químicos. Entre nós, nas vias de comunicação, o tratamento solo-cal é o mais usado para esse fim.

As variações volumétricas estão relacionadas com várias propriedades dos materiais argilosos, incluindo a superfície específica, a capacidade de troca catiónica, a natureza

dos iões de troca, o grau de consolidação, o teor de matéria orgânica e a presença de agentes de cimentação entre partículas.

Uma superfície seca tende a adsorver água, com consequente aumento de volume, quando daí resulta um abaixamento da energia livre superficial. Devido a vários factores, as argilas secas têm uma considerável capacidade para atraírem humidade. Também as argilas saturadas podem receber água, desde que seja reduzida a carga que sobre elas actua. É o que acontece com as argilas sobreconsolidadas, onde a entrada de água e o consequente aumento de volume se dá até se atingir um novo índice de vazios de equilíbrio, correspondente à nova carga instalada.

De todos os minerais argilosos, os pertencentes ao grupo das amectites, como é o caso da montmorilonite, quando saturados com cations de sódio, apresentam o maior potencial de expansão. Os cristais deste mineral dissociam-se em água em unidades com espessura da mesma ordem de grandeza da célula unitária (10\AA). Os cations de troca de sódio e as moléculas de água ocupam os espaços entre as folhas. Quando a água penetra entre as camadas unitárias deste modo, a expansão que daí advém é designada de intracristalina (Gillot, 1987). Se a entrada de água se restringe às superfícies externas dos cristais e aos espaços vazios entre cristais, a correspondente expansão é dita de intercristalina (ver figura 3.17).

Quando a água pode aceder às superfícies internas, o volume embebido por unidade de massa de argila é muito maior do que quando apenas as superfícies externas são envolvidas pela água e a variação volumétrica é, consequentemente, muito maior.

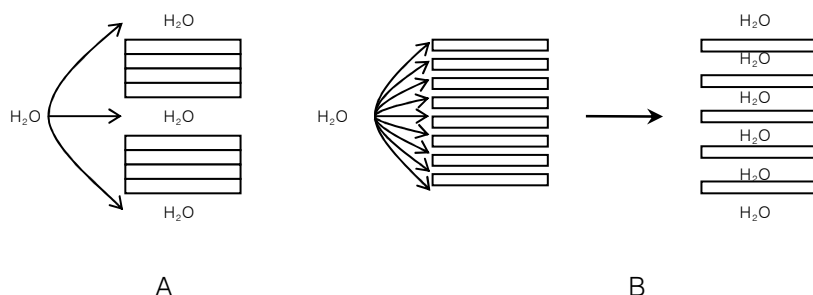


Figura 3. 17 – A) mineral argiloso com expansão intercristalina. B) mineral argiloso com expansão intracristalina (adaptado de Gillot, 1987)

Para além das esmectites, os outros minerais com estrutura expansiva, capaz de reter água nas superfícies internas, são as vermiculites, as clorites expansivas, a haloisite e alguns minerais interestratificados.

A expansão intracristalina acontece quando as forças atractivas que ligam as camadas estruturais são inferiores às forças responsáveis pela retenção da água. As diferenças de comportamento observadas nos minerais argilosos expansivos resultam não da natureza das forças envolvidas mas sim de diferenças na sua magnitude.

Estruturalmente, a montmorilonite é semelhante à ilite, mineral não expansivo. Contudo, a ilite apresenta uma maior carga por unidade de área quando comparada com a montmorilonite. Para além disso, na ilite a carga negativa está localizada na folha estrutural tetraédrica junto dos catiões que ocupam os espaços intercamadas, ao passo que na montmorilonite a carga eléctrica está concentrada nas camadas octaédricas. Resulta daí que as ligações entre camadas estruturais nos cristais de ilite são mais fortes e, por isso, a água é, normalmente, impedida de entrar nos espaços entre camadas.

Nos minerais onde não existem substituições iónicas na estrutura, as camadas estruturais apresentam carga nula. Não existindo catiões entre as camadas, sendo estas unidas por forças de Van der Waals. Estes minerais não apresentam expansão intercamadas e neles a hidratação dos iões justifica, em grande parte, os primeiros estágios de adsorção de água.

A expansão das argilas, quando estas são postas em contacto com a água, é apenas uma das muitas evidências de que as moléculas de água são fortemente atraídas pelos minerais argilosos. Os mecanismos desta interacção foram já anteriormente discutidos.

A expansão devida ao mecanismo de atracção por osmose só tem lugar nas superfícies externas dos empilhamentos dos minerais argilosos, onde é possível o desenvolvimento da dupla camada difusa. Consequentemente, a sua contribuição para o incremento de volume é relativamente reduzida (Gillot, 1987).

Por outro lado, Low (1992) demonstrou que a expansão das argilas é devida, principalmente, à hidratação das superfícies. Ao contrário daquilo que foi aceite por muitos investigadores durante muito tempo, a sobreposição das duplas camadas de partículas adjacentes tem um contributo muito reduzido no desenvolvimento de tensões de expansão quando comparado com as tensões de expansão induzidas pela hidratação das superfícies.

A composição mineralógica da fracção argilosa, a concentração e a natureza da solução intersticial, o arranjo textural ("fabric") das partículas e a resistência ao corte dos contactos entre partículas, em muito condicionada pela presença e pelo tipo de cimentação, são considerados os factores controladores da expansibilidade e do desenvolvimento das pressões de expansão.

A solução intersticial influencia particularmente a expansão intracristalina. Como se viu esta expansão é afectada pela natureza e pela concentração dos cations presentes entre as camadas estruturais. Por outro lado, a natureza e a concentração das soluções condiciona o tipo de arranjo textural mais estável (tipo de *fabric*) que pode ser orientado paralelamente, face-bordo ou aleatório. À partida, pode supor-se que argilas com estrutura de tipo floculado desenvolvem menores pressões de expansão que as de estruturas orientadas, por ser nestas últimas maior a área das superfícies em contacto. No entanto, em argilas não cimentadas a solução intersticial pode alterar a estabilidade da estrutura e provocar significativas mudanças no potencial de expansão.

A capilaridade pode também exercer um importante papel no desenvolvimento de pressões de expansão, principalmente quando os materiais se encontram com reduzidos teores em água, como por exemplo, em argilas compactadas no chamado ramo seco da curva de compactação, ou seja, abaixo do teor em água óptimo.

Os agentes de cimentação, os quais estabelecem ligações entre partículas, tendem a limitar a expansão por razão de dois efeitos: aumentam a rigidez da estrutura e diminuem a área disponível para o contacto com a água.

Estes aspectos relacionados com as variações volumétricas e o desenvolvimento de tensões de expansão serão objecto de particular atenção no capítulo 6, capítulo dedicado ao estudo da compressibilidade dos materiais argilosos, em geral, e das Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos, em particular.

Um outro aspecto das variações volumétricas verificadas nos solos, e também directamente relacionadas com a sua composição mineralógica, tem a ver com as variações provocadas pelo congelamento dos solos. Não se aborda este fenómeno, uma vez que, entre nós por razões climáticas, e mais ainda para os materiais da área em estudo, o assunto tem uma importância reduzida, o que não acontece, por exemplo, nos

países nórdicos. O trabalho do canadiano Jack Gillot (1987) é uma das muitas referências sobre o assunto.

3.2.6 PLASTICIDADE

Um material plástico ideal quando solicitado até à *tensão de cedência* deforma-se continuamente sobre tensão constante e adquire deformações permanentes. As argilas, para certas gamas de teores de água, apresentam comportamento plástico, apesar de quando secas apresentarem plasticidade muito baixa ou nula.

São os minerais argilosos a causa primeira da plasticidade das argilas. Quando consideradas argilas do mesmo tipo, quanto maior for o seu teor de minerais argilosos, maior será a sua plasticidade.

A composição mineralógica afecta sobremaneira a plasticidade das argilas. De um modo geral, nas argilas mais plásticas predominam esmectites. As ilites estão relacionadas com argilas de plasticidade intermédia, enquanto que as caulinites conferem às argilas baixa plasticidade. O quadro III.V mostra valores de plasticidade dos minerais argilosos comuns.

Quadro III. V – Valores de plasticidade de alguns minerais argilosos (Mitchell, 1993)

Mineral	Limite de liquidez, WL	Limite de plasticidade, WP
Montmorilonite	100-900	50-100
Nontronite	37-72	19-27
Ilite	60-120	35-60
Caulinite	30-110	25-40
Haloisite hidratada	50-70	47-60
Haloisite desidratada	35-55	30-45
Atapulgite	160-230	100-120
Clorite	44-47	36-40
Alofana	200-250	130-140

No entanto, não é só a composição mineralógica que determina a plasticidade das argilas.

A plasticidade é também afectada por factores, tais como:

- natureza das trocas iónicas;
- cristalinidade dos minerais argilosos e sua distribuição granulométrica;
- teor em água;

- natureza e concentração iónica das soluções intersticiais;
- história geológica da argila, principalmente no que diz respeito ao grau de diagénese (consolidação e cimentação) e à sua história tensorial.

A plasticidade tem sido avaliada por inúmeras técnicas, a maior parte das quais medem a o valor da tensão de cedência e a velocidade de fluência quando uma tensão de corte é aplicada. Em mecânica de solos, o intervalo de teores de água para o qual se observa comportamento plástico é numericamente traduzido pelo índice de plasticidade (IP).

No sentido de encontrar uma expressão quantitativa da influência da fracção argilosa na plasticidade de um solo, Skempton (1953) definiu o parâmetro designado por *actividade*, *A*, da seguinte forma:

$$A = \frac{\text{índice de plasticidade (IP)}}{\% \text{ em peso da fracção } < 2\mu\text{m}} \quad (3.10)$$

Com base na actividade, Skempton classificou os solos como apresentado no quadro III.VI.

Quadro III. VI – Classificação das argilas em termos da sua actividade (Skempton, 1953)

Classificação da argila	Actividade
Inactiva	<0.75
Normal	0.75-1.25
Activa	>1.25

A actividade de um solo é uma medida do índice de plasticidade da fracção argilosa. No entanto, nem sempre a actividade é exactamente correlacionável com a composição em termos de minerais argilosos, uma vez que factores tais como, composição e a concentração das soluções intersticiais, e presença de matéria orgânica, afectam esta correlação.

Quando se representa o índice de plasticidade *versus* fracção menor que 2µm, o declive de uma linha de regressão que passe pela origem tem valor igual à actividade da família de amostras de argila nela aproximadas (ver figura 3. 18).

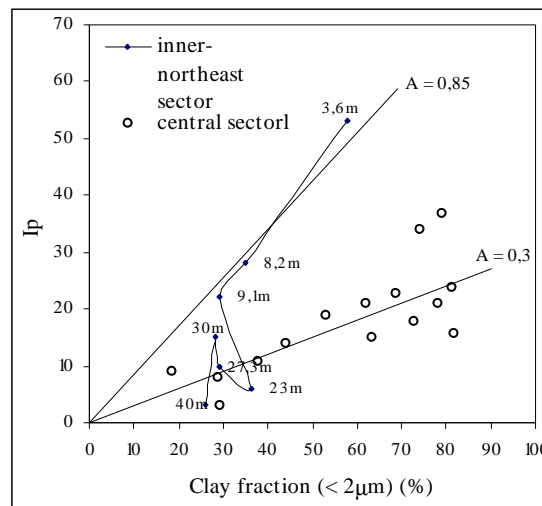


Figura 3. 18 – Actividade das Argilas de Aveiro nos sectores interior nordeste e no sector central (Benta *et al.*, 2000)

Relações importantes têm sido estabelecidas entre a plasticidade das argilas e outras das suas propriedades. Provavelmente, a correlação com maior interesse prático para a mecânica das argilas tem que ver com a previsão, ainda que aproximada, da expansibilidade em função do conhecimento da plasticidade.

Os métodos mais aproximados de previsão das variações volumétricas de uma argila têm sido obtidos com recurso a parâmetros directamente dependentes da composição mineralógica, tais como, limite de retracção, índice de plasticidade, actividade ou teor de partículas com d.e.e. (diâmetro esférico equivalente) inferior a $1\mu\text{m}$.

Correlações únicas entre estes parâmetros, que reflectem simultaneamente a composição e o teor de minerais argilosos, e a expansibilidade ou o desenvolvimento de pressões de expansão não são possíveis, são fruto da sua dependência do estado inicial (teor de água, densidade e estrutura) e de condições ambientais. Situação bem demonstrada na figura 3.19 que mostra quatro diferentes correlações entre potencial de expansão e o índice de plasticidade. No entanto, relações como as ilustradas nas figuras 3.19 e 3.20 e na expressão 3.11 (Seed *et al.* (1962) in Mitchell, 1993) ilustram a influência dos factores composicionais e fornecem uma estimativa preliminar da magnitude da expansão previsível.

$$S = 2.16 \times 10^{-3} (IP)^{2.24} \quad (3.11)$$

Onde S é a % de expansão para amostras de solos naturais compactados sob condições particulares.

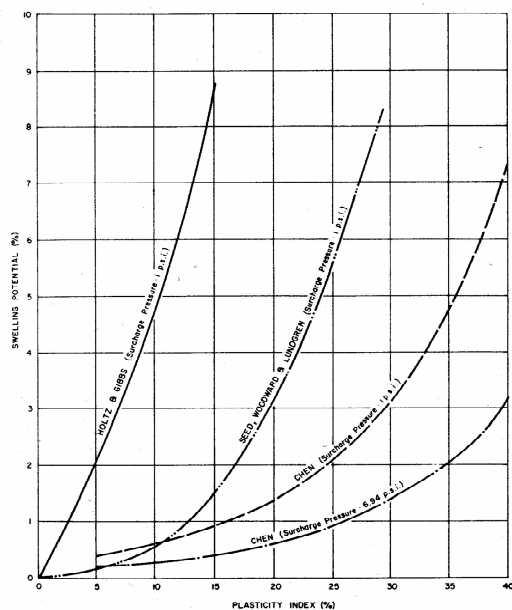


Figura 3. 19 – Quatro relações entre potencial de expansão e índice de plasticidade (Chen, 1975, in Mitchell, 1993)

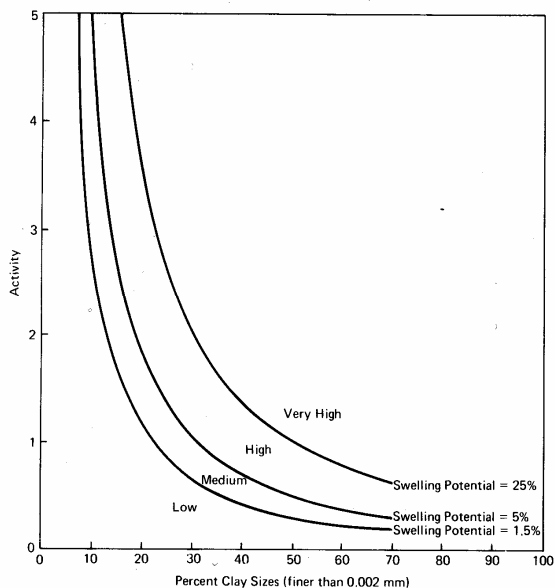


Figura 3. 20 – Carta para classificação do potencial de expansão (modificado de Seed *et al.*, 1962 in Mitchell, 1993)

Uma real quantificação da expansibilidade ou das pressões de expansão em qualquer caso só pode ser obtida com recurso a ensaios sobre amostra indeformadas representativas, realizados nas apropriadas condições físicas e químicas (confinamento e água intersticial). A este assunto foi dada particular importância neste estudo, conforme se verá em capítulos futuros.

Um outro parâmetro, que pode ser relacionado com a plasticidade, é a superfície específica. Muhanan (1991 *in* Gomes, 2002) pôs em evidência para argilas inglesas de vários tipos que o limite de liquidez (WL), expresso em %, apresenta uma boa correlação positiva com a superfície específica, S, expressa por:

$$WL = 0.44S + 5,5 \quad (3.12)$$

3.3 ESTRUTURA E SENSIBILIDADE DAS ARGILAS

A estrutura de um solo tem em conta a textura (*fabric*) e a sua estabilidade. Assim, a estrutura de um solo é determinada pelas associações e arranjos das partículas ("fabric") e pelas forças interpartículas.

O conceito de estrutura é também usado para justificar as diferenças entre as propriedades de um solo no estado natural e no estado remoldado. Por esse motivo, os solos remoldados (remexidos ou retrabalhados) dizem-se destrutturados. Teoricamente, todos os solos naturais não perturbados têm uma estrutura que é o reflexo dos processos químicos e físicos a que estiveram sujeitos durante a sua história. O efeito dessa estrutura é mais ou menos determinante no comportamento mecânico, conforme o solo seja mais ou menos sensível.

O desenvolvimento de estruturas está ligado não só a processos primários, concomitantes com a deposição, mas também a processos pós-deposicionais. Os processos primários mais importantes têm que ver com o ambiente deposicional, especialmente no que diz respeito à composição química e ao dinamismo do meio. Os processos pós-deposicionais, que podem modificar a estrutura inicial de um solo são muito variados, Mitchell (1993), invoca dois tipos de processos:

Processos químicos – lixiviação; precipitação/cimentação; alteração; transformações mineralógicas;

Processos físicos – consolidação; secagem/molhagem; deformação (corte); descarga; erosão; retracção e expansão; efeito da pressão; efeito da temperatura e efeito do tempo.

Os conceitos de *fabric* e de *estrutura* de solos, em geotecnia, foram desenvolvidos no sentido de explicar a perda de consistência, em termos de resistência à compressão simples, que se observa quando uma argila indeformada é remoldada.

A consistência das argilas e de outros solos coesivos é, frequentemente, descrita em termos de resistência à compressão simples. No quadro III.VII apresentam-se os valores dessa resistência para os vários graus de consistência.

A diminuição da consistência das argilas quando remoldadas foi justificada por Terzaghi e Pack (1967), por efeito de duas causas:

Destruição dos arranjos ordenados das moléculas nas camadas adsorvidas;

Alteração da estrutura adquirida durante o processo de sedimentação.

A fracção da resistência perdida devido à perturbação das camadas adsorvidas pode ser gradualmente regenerada após cessar o remeximento. Enquanto que a restituição da estrutura não acontece apenas cessando o remeximento. A razão entre estas duas partes de perda de resistência pode ser muito diferente em diferentes argilas.

Quadro III. VII – Classificação da consistência das argilas em termos de resistência à compressão simples (Terzaghi e Pack, 1967).

CONSISTÊNCIA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, Q_u (KG/CM ²)
VERY SOFT	< 0.25
SOFT	0.25-0.5
MEDIUM	0.5-1.0
STIFF	1.0-2.0
VERY STIFF	2.0-4.0
HARD	> 4.0

O grau de sensibilidade, S_t , de uma argila, segundo Terzaghi (1944) é expresso pela razão entre a resistência à compressão não confinada de um provete não deformado e a resistência do mesmo provete com o mesmo teor de água mas no estado remoldado. Ou seja,

$$S_t = \frac{\text{resistência à compressão não confinada no estado indeformado}}{\text{resistência à compressão não confinada no estado remoldado}} \quad (3.13)$$

Por vezes a resistência à compressão no estado indeformado é tão baixa que se torna difícil a sua avaliação por intermédio de testes de compressão. Nesses casos a avaliação da sensibilidade pode se efectuar por comparação da resistência ao corte indeformada e remoldada obtida por outros procedimentos, por exemplo por Vane Shear tests.

Muitas classificações da sensibilidade têm sido propostas, uma delas é apresentada no Quadro III.VII. Note-se que geralmente as altas sensibilidades apresentadas por algumas argilas, ("quick clays"), não advêm de altas resistências no estado indeformado, mas sim das muito baixas resistências que apresentam quando remoldadas.

Embora argilas com diferentes composições possam apresentar sensibilidades muito diferentes, as argilas mais sensíveis, do tipo ("quick clays") não diferem, necessariamente, das argilas de baixa sensibilidade em termos de composição mineralógica, granulometria ou "fabric". A maior parte das chamadas "quick clays", mineralogicamente, têm a fracção

argilosa dominada por ilite e clorite e a fracção não argilosa composta por quartzo e feldspato. A actividade destas argilas é geralmente inferior a 0,5. É na composição do fluido intersticial e nas suas mudanças de composição, operadas no tempo, desde a deposição, que reside a maior importância. Alterações do tipo e da quantidade do electrólito, componente orgânica e agentes activadores das superfícies são alguns factores que podem controlar o desenvolvimento de argilas de elevada sensibilidade.

Quadro III. VIII – Classificação quanto à sensibilidade das argilas (Rosenqvist, 1953, in Mitchell, 1993)

	S_T
INSENSITIVE	~1.0
SLIGHTLY SENSITIVE CLAYS	1-2
MÉDIUM SENSITIVE CLAYS	2-4
VERY SENSITIVE CLAYS	4-8
SLIGHTLY QUICK CLAYS	8-16
MÉDIUM QUICK CLAYS	16-32
VERY QUICK CLAYS	32-64
EXTRA QUICK CLAYS	>64

Com excepção para os solos fortemente cimentados, o “fabric” das argilas sensíveis apresenta conjuntos ou agregados de partículas floculadas. A contribuição do “fabric” para a sensibilidade das argilas advém dos arranjos das partículas em estruturas abertas unidas por ligações instáveis.

Mitchell (1993), apresenta seis diferentes fenómenos que podem contribuir para o desenvolvimento de sensibilidade:

1 “Fabric” metaestável

Nos solos finos, quando após a sedimentação, as partículas se encontram floculadas constituem-se estruturas de “fabric” aberto com contactos entre as partículas do tipo bordo-bordo ou bordo-face associando-se em arranjos tipo “castelo de cartas”.

Durante a consolidação este fabric aberto, para determinada tensão efectiva, apresentará um índice de vazios superior àquele que existiria se as partículas tivessem um arranjo paralelo. Quando a argila é mecanicamente remoldada o “fabric” rompe-se e as tensões efectivas e o índice de vazios reduzem-se e a tensão intersticial aumenta. A resistência à compressão diminui.

Quando um solo estruturado é sujeito a uma determinada tensão de consolidação estabelece-se um índice de vazios de equilíbrio para essa tensão de consolidação (ponto 1 da figura 3.21). Nesse ponto pode considerar-se que para essa tensão efectiva existe um estado de consolidação metaestável.

Se a estrutura do solo for entretanto perturbada, sob a mesma tensão efectiva ocorre diminuição do índice de vazios. Atingem-se índices de vazios de equilíbrio metaestável correspondentes aos sucessivos graus de perturbação para a tensão efectiva constante (pontos 2 e 3 da figura 3.21).

A continuação do processo de remoldagem levará a que se atinja o índice de vazios correspondente ao estado completamente destruturado (ponto 4 da figura 3. 21). O solo encontra-se então sobre a linha de consolidação intrínseca.

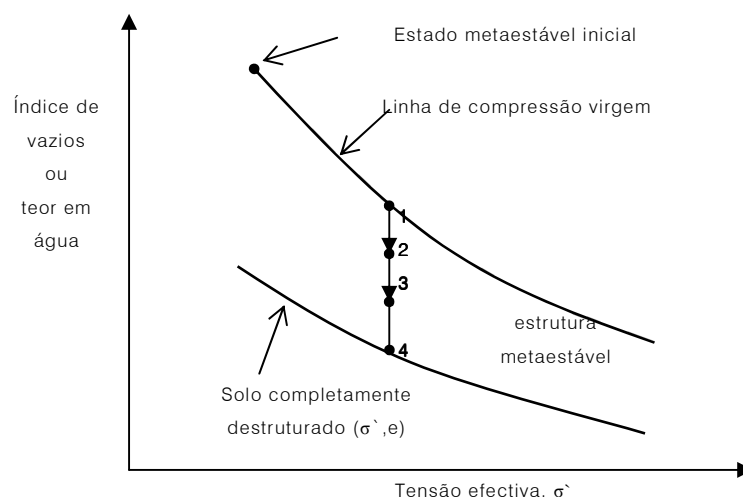


Figura 3. 21 – Influência do “fabric” metaestável no índice de vazios sob uma tensão efectiva de consolidação

A figura 3.21 serve assim para ilustrar a interdependência das tensões efectivas e da estrutura. Assunto a que voltaremos nos futuros capítulos dedicados à compressibilidade e à deformabilidade das argilas estudadas neste trabalho.

2 Cimentação

Muitos solos contêm carbonatos, óxidos/hidróxidos de ferro, hidróxidos de alumina e matéria orgânica precipitados nos contactos interpartículas, os quais actuam como

agentes de cimentação. Com a remoldagem as ligações estabelecidas pelo cimento quebram-se levando a uma perda de resistência do solo.

Os solos cimentados apresentam, geralmente, nos ensaios edométricos uma pré-consolidação aparente muito maior do que a máxima tensão a que o solo esteve sujeito na sua história. Quando se aplicam a estes solos tensões superiores à de pré-consolidação aparente verifica-se uma marcada redução da coesão. Esta redução é interpretada como resultado da ruptura dos agentes de cimentação interpartículas.

Porque esta tensão de pré-consolidação aparente nada tem que ver com a máxima tensão a que o solo já esteve sujeito ao longo da sua história geológica, ou seja com a verdadeira tensão de pré-consolidação, neste nosso trabalho, à semelhança do que acontece noutros, chamaremos a esta *tensão de consolidação aparente* tensão de cedência.

3 Alteração

Os processos de alteração química podem causar mudanças nas proporções dos iões no fluido envolvente das partículas de argila, facto que pode alterar a tendência do solo para floculação-desfloculação, aumentando ou diminuindo a resistência e a sensibilidade do solo.

4 Endurecimento tixotrópico

Algumas argilas de média a alta sensibilidade apresentam comportamento tixotrópico, ou seja, aumentam a sua viscosidade quando em repouso durante algum tempo.

A sedimentação, remoldagem ou compactação produzem estruturas compatíveis com as energias desses processos. Se essas energias forem removidas estabelecer-se-ão novos equilíbrios interpartículas, com tendência para a reorganização da estrutura água-catiões para novos equilíbrios correspondentes a estados de energia mais baixos, o que acontece com diminuição da repulsão entre as partículas e um consequente aumento da viscosidade.

5 Lixiviação, troca iónica e mudanças na relação entre catiões monovalentes e bivalentes

A lixiviação por água doce de solos depositados em ambientes marinhos leva à remoção de sais e é causa do aumento da sensibilidade.

A diminuição da concentração electrolítica leva a um aumento da espessura da dupla camada e um aumento da repulsão interpartículas fragilizando a estrutura do solo e aumentando a sua sensibilidade.

Conforme já vimos a relação entre iões monovalentes e bivalentes controla os estados de equilíbrio interpartículas, como tal a alteração desta relação influi na estabilidade dos arranjos estruturais.

6 Formação ou adição de agentes dispersivos.

Algumas argilas podem conter componentes orgânicos em solução ou precipitados nas superfícies das partículas que, quando remexidos, podem actuar como agentes dispersivos fazendo diminuir a resistência dos solos.

A sensibilidade das argilas traduz-se, como vimos, numa diminuição da sua capacidade resistente à medida que aumenta o seu nível de deformação. No entanto, para baixos níveis de deformação algumas argilas apresentam um fenómeno inverso da sensibilidade, ou seja aumentam de resistência nos estados iniciais de deformação. Isto acontece nas argilas duras fortemente sobreconsolidadas e fissuradas e o ganho de resistência explica-se pelo gradual fecho da fissuras e dos planos de fraqueza nos estados iniciais de deformação.

3.4 RELAÇÕES ENTRE “FABRIC”, ESTRUTURA E PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS ARGILAS

As propriedades mecânicas de um solo reflectem a influência da estrutura num grau que depende do tipo de solo, do tipo de estrutura e da propriedade em análise (Mitchell, 1993).

Abrangendo o conceito de estrutura a combinação do “fabric” e das forças interpartículas, torna-se praticamente ilimitado o número de tipos de estruturas possíveis nos solos argilosos.

No sentido mecânico a estrutura traduz-se na diferença entre o índice de vazios de um solo a uma determinada tensão efectiva e o correspondente índice de vazios para o mesmo solo no estado destruturado. Essa diferença foi já referida e está ilustrada na figura 3.21. No entanto, é possível, como resultado de ligações por cimentação, que o solo apresente um estado à direita da curva de compressão virgem. A figura 3.22 permite ilustrar a contribuição do “fabric” e a contribuição das ligações por cimentação na estrutura do solo.

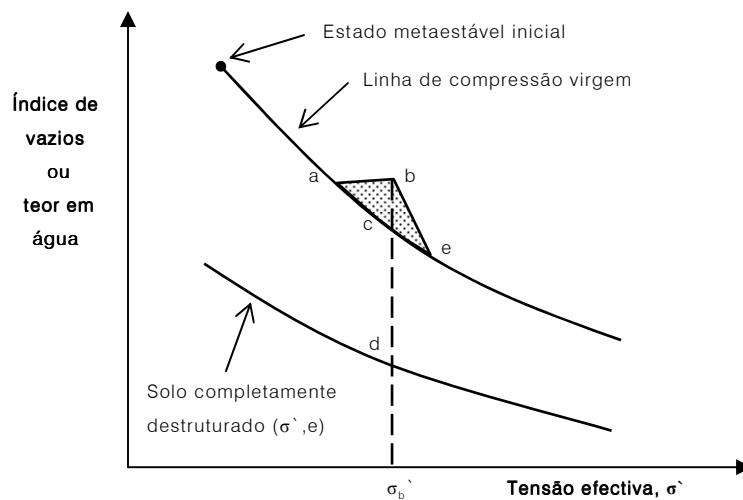


Figura 3. 22 – Estados possíveis no campo índice de vazios-tensão efectiva (Mitchell, 1993).

Assim, nos estados entre $a-b$ desenvolveram-se ligações por cimentação, o que leva a que no ponto b o solo suporte, para um índice de vazios igual ao do ponto a , uma tensão efectiva superior, σ_b' . A completa destruição da estrutura do solo levará à diminuição do índice vazios, mantendo-se a tensão efectiva, o solo passará ao estado correspondente a d . A diferença de índice de vazios entre a estrutura do solo em b e o solo destruturado em d resulta da contribuição da cimentação, $b-c$, e da contribuição do “fabric”, $c-d$.

Sob o ponto de vista da engenharia, existem alguns princípios que relacionam o “fabric”, a estrutura dos solos e as propriedades mecânicas dos solos. Dado o interesse geral de alguns e o interesse particular de outros para a nossa investigação, passamos a apresentá-los conforme são enunciados por Mitchell (1993).

Sob uma determinada tensão de consolidação um solo com um “fabric” flocculado é menos denso que o mesmo solo com estrutura desfloculada;

Para o mesmo índice de vazios um solo flocculado, com as partículas orientadas aleatoriamente, é mais rígido que o mesmo solo desfloculado;

Atingida a máxima tensão de pré-consolidação, incrementos futuros de tensão, causam maiores modificações na estrutura dos solos flocculados do que na estrutura de solos desfloculados;

O diâmetro médio dos poros e a variação de diâmetros de poros é menor nos solos desfloculados e/ou destruturados do que nos solos flocculados ou estruturados;

Deformações de corte orientam geralmente as partículas com os seus eixos maiores na direcção do corte;

Tensões de consolidação anisotrópica tendem a alinhar as partículas planares com os seus eixos maiores no plano principal maior;

As tensões não são geralmente distribuídas uniformemente por todas as partículas ou grupos de partículas; algumas partículas ou grupos de partículas podem estar livres de tensão como resultado do *efeito de arco* gerado pelos elementos do “fabric” circundante;

Duas amostras de um solo não cimentado podem ter estruturas diferentes com o mesmo estado de tensão efectiva e índice de vazios, se tiverem diferentes histórias de tensões; nesse caso o comportamento tensão-deformação das duas amostras vai também diferir; o OCR (*overconsolidation ratio*) é uma boa medida dessa história de tensões;

As variações volumétricas determinam o desenvolvimento das poropressões durante a deformação não drenada;

Mudanças na estrutura de solos saturados a volume constante são acompanhadas por mudanças na tensão efectiva; estas mudanças na tensão efectiva são imediatas;

Mudanças na estrutura de solos saturados a tensão efectiva constante são necessariamente acompanhadas por mudança no índice de vazios; a variação do índice

de vazios não é imediata, mas depende do tempo que a água levar a entrar ou a sair do solo.

Para solos destrutturados e saturados existe uma única relação entre índice de vazios e tensão efectiva designada de *estado crítico*, representada na figura 3.23 pela *linha de estado crítico*.

Se o estado do solo se situar sobre essa linha não terá tendência para alterações de volume durante o corte.

Se o estado do solo se situar na região acima da linha do estado crítico, ele sofrerá contracção se a velocidade de deformação for baixa, ou poropressões positivas serão geradas se a deformação for rápida.

Se o solo inicialmente se encontra num estado na zona dilatante (abaixo da linha de estado crítico), deformações lentas serão acompanhadas por expansão e deformações rápidas serão acompanhadas pela geração de poropressões negativas.

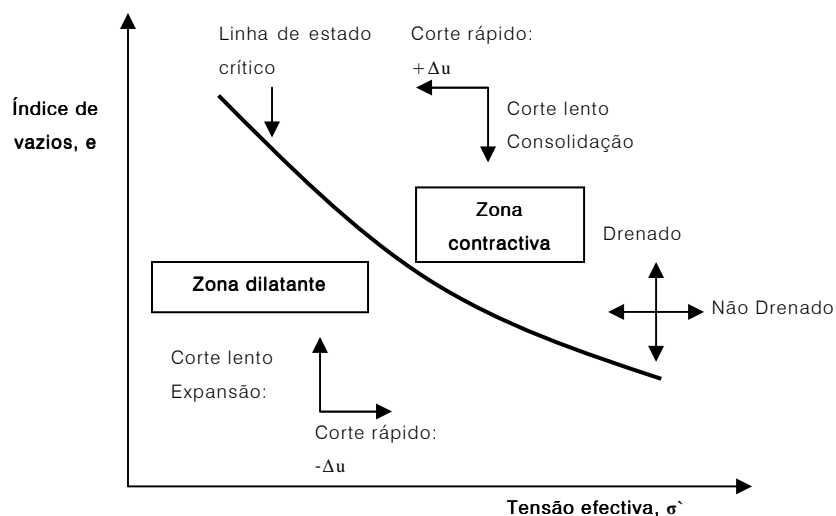


Figura 3. 23 – Estados iniciais relativamente ao estado crítico e suas relações com a poropressão e com as variações volumétricas durante a deformação (adaptado de Mitchell, 1993)

Geralmente, argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas são contractivas, enquanto que argilas fortemente sobreconsolidadas são dilatantes.

CAPÍTULO 4

PROSPECÇÃO E AMOSTRAGEM

Depois de um período de forte desenvolvimento das técnicas e dos equipamentos de investigação laboratorial, assiste-se nos últimos tempos a um acentuar das problemáticas associadas aos ensaios *in situ* e à amostragem, principalmente no que se refere à qualidade das amostras enviadas para os laboratórios.

O desenvolvimento dos métodos computacionais, em especial para aquisição automática de dados e automação de instrumentos, a par com os métodos numéricos computacionais, pressionaram fortemente a investigação laboratorial no sentido da obtenção rigorosa dos parâmetros dos materiais usados nos modelos, especialmente, os definidores da relação tensão/deformação. Este período de desenvolvimento laboratorial tão profícuo, conduziu à conclusão de que todos estes desenvolvimentos de pouco servem se não se dispuser de uma amostragem qualitativamente representativa.

Assim, duas abordagens do mesmo problema podem conduzir (e conduzem geralmente) a resultados significativamente distintos apenas por serem baseados em parâmetros e em correlações paramétricas provenientes de ensaios conduzidos sob amostras de qualidades distintas. A variabilidade induzida pela qualidade da amostra pode, assim, ser muito maior que a causada pelos procedimentos posteriores, independentemente de serem melhores ou piores as técnicas de ensaio e de análise usadas.

Quando se programa um trabalho de prospecção geotécnica é necessário ajustar a sofisticação da prospecção (qualidade da amostragem e dos ensaios *in situ*) à sofisticação das análises do projecto. Métodos de projecto empíricos e semi-empíricos, aceitáveis em muitos casos, devem ser usados em conjunção com os métodos de amostragem e de ensaio que lhes serviram de base. Por outro lado,

métodos de análise mais rigorosos, por exemplo, com modelação constitutiva do comportamento, via elementos finitos ou diferenças finitas, requerem ensaios e amostras de alta qualidade.

Quando se inicia um trabalho geológico-geotécnico, seja qual for o seu âmbito, e quando se trata de colher informações do terreno, duas questões fundamentais se colocam – por um lado, quais os meios de pesquisa e de amostragem a usar, e por outro lado, qual a distribuição espacial dos trabalhos.

Os meios de pesquisa e de amostragem a usar dependem, geralmente, das seguintes condicionantes:

1. natureza dos materiais geológicos a pesquisar e a amostrar;
2. objectivos da investigação;
3. meios disponíveis;
4. conhecimento e experiência da equipa de investigação.

A distribuição espacial e a densidade de amostragem dependem, fundamentalmente, dos seguintes aspectos:

1. objectivos da investigação;
2. heterogeneidade lateral e vertical previsível;
3. área a estudar;
4. recursos disponíveis (normalmente os recursos financeiros e temporais são os mais condicionantes).

4.1. O CONCEITO GEOTÉCNICO DE AMOSTRA

Uma amostra de solo ou de rocha é entendida como uma porção de solo ou de rocha representativa da composição da zona (estrato ou nível) do maciço de onde foi retirada.

Se, para além da composição, a amostra preservar as relações estruturais entre as partículas do solo (*fabric*) e se o seu estado de tensão se aproximar do estado de tensão existente no maciço, então, pode considerar-se essa amostra, uma amostra “intacta” ou “indeformada”.

Os termos intacta e indeformada surgem entre aspas, já que, efectivamente, não correspondem aos seus significados literais. Em rigor, em Geotecnia, não existem

amostras intactas ou indeformadas, apenas existem amostras que se aproximam das condições em que existiam no maciço. Hvorslev também as designou de “*practical undisturbed samples*”.

O vocabulário geotécnico (especificação E 219-1968 do LNEC) faz a seguinte explicitação dos dois vocábulos:

Amostra intacta – amostra de terreno obtida de modo que se podem considerar subsistindo nela todas as características que se verificam “in situ”.

Amostra remexida – amostra de terreno que não mantém todas as características que se verificam “in situ”.

Apesar das propostas mais recentes, a classificação de amostras apresentada por Hvorslev (1949) continua a ser muito usada. Hvorslev considera três tipos de amostras:

1. amostras não-representativas – são amostras contendo misturas de solo ou de rocha de diferentes camadas, ou amostras em que uma certa fracção de material foi removida;
2. amostras representativas – são amostras de solo ou de rocha de um determinado estrato ou nível; não estão quimicamente alteradas, mas podem estar remoldadas e podem ter alterado o seu teor de água;
3. Amostras indeformadas – amostras em que o solo foi apenas sujeito a pequenas perturbações sendo, por isso, possível usá-las para determinar características físicas e mecânicas do solo, tais como a resistência, a compressibilidade e a permeabilidade.

De acordo com a definição apresentada, as *amostras não representativas* de Hvorslev não são amostras. No entanto, a consideração por Hvorslev da existência de amostras representativas e não representativas tem a virtude de sublinhar os aspectos que tornam uma amostra representativa, e por conseguinte, uma verdadeira amostra.

A norma britânica BS 5930 divide as amostras nas seguintes categorias:

1. *Disturbed samples*:
 - i. *Small disturbed samples*;
 - ii. *Large disturbed samples*
2. *Undisturbed samples*
 - i. *Block samples*;
 - ii. *Open-drive samples*;
 - iii. *Piston-drive samples*;

iv. *Rotary core samples.*

No caso particular das amostras de maciços rochosos, surge, ainda, o conceito de amostra integral (Rocha e Barroso, 1971), que diz respeito a amostras que mantêm a orientação e o espaçamento das fracturas existentes no maciço.

Antes de iniciar a análise específica dos problemas associados aos processos de amostragem para fins geotécnicos, interessa apresentar, sucintamente, as principais técnicas e procedimentos conducentes à recolha de amostras de solos e de rochas. Aproveita-se essa apresentação, necessariamente resumida, para fazer o enquadramento dessas técnicas e desses procedimentos nos preceitos do Eurocódigo 7, especificamente, na pré-norma *prEN ISO 22475-1:2003 - Geotechnical investigation and testing – Sampling by drilling and excavation methods and groundwater measurements – Part 1: Technical principles for execution*.

4.2. REGRAS GERAIS PARA A AMOSTRAGEM DE SOLOS, DE ROCHAS E DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7

A pré-norma *prEN ISO 22475-1* recai sobre os princípios a usar na investigação dos solos, das rochas e das águas subterrâneas para fins geotécnicos, de acordo com o Eurocódigo 7 - *Geotechnical design* (*prEN 1997*). Os objectivos de tais investigações são:

- a) recolher amostras de solos e de rochas de qualidade suficiente para a avaliação geral do local para fins geotécnicos e para a avaliação laboratorial das suas características;
- b) obter informações acerca da sequência, espessura e orientação dos estratos;
- c) estabelecer o tipo, a composição e as características dos estratos, dos sistemas de diáclases e de falhas;
- d) obter informações sobre a água subterrânea e recolher amostras de água para avaliação da interacção da água com os solos, as rochas e os materiais de construção.

Na persecução de tais objectivos ter-se-á sempre em conta que a qualidade de uma amostra é influenciada pelas condições geológicas e hidro-geológicas, pelo método de amostragem, pela perícia dos executantes e pelo equipamento de amostragem usado.

4.2.1. PRINCÍPIOS TÉCNICOS DE EXECUÇÃO

Segundo a prEN ISO 22475-1, os equipamentos para sondagens à rotação devem permitir que todas as operações de perfuração sejam passíveis de ser ajustáveis e medidas com precisão adequada. Assim, quando exigido, deve ser possível medir e registar os seguintes parâmetros:

- momento tissor na cabeça de rotação (Nm);
- velocidade de rotação da cabeça de rotação (r.min^{-1});
- força na coroa e força no trem de sonda (kN);
- profundidade dos intervalos de percussão (on/off);
- profundidade (m);
- direcção da sondagem, em furos inclinados;
- comprimento da sondagem, em furos inclinados (m);
- pressão do fluido de circulação à saída da bomba (kPa);
- caudal do fluido de circulação introduzido (l/min);
- caudal do fluido de circulação recuperado (l/min).

4.2.2. REQUISITOS GERAIS PARA A AMOSTRAGEM POR SONDAGEM OU EM ESCAVAÇÃO, SEGUNDO A PREN ISO 22475-1

As técnicas e os métodos de amostragem por sondagem ou em escavação devem ser escolhidos de acordo com o propósito da prospecção, o contexto geológico e as condições hidro-geológicas expectáveis. A prEN ISO 22475-1 estabelece uma série de requisitos a verificar para a realização dos trabalhos de amostragem. Essas indicações recaem sobre:

- i) a selecção das técnicas e dos métodos de amostragem;
- ii) a escolha dos locais e dos pontos de investigação;
- iii) as informações preliminares necessárias, prévias ao início da prospecção;
- iv) as condições de reposição e de abandono dos locais;
- v) os requisitos de segurança.

i) Requisitos relacionados com a selecção das técnicas e dos métodos de amostragem:

- a) os procedimentos de amostragem, de transporte e de armazenagem devem ser estabelecidos, dependendo do tipo de ensaios de laboratório a efectuar, com base

na qualidade exigível para as amostras (segundo as classes de qualidade previstas pela prEN 1997-2) e na dimensão de cada amostra;

b) a selecção da categoria dos meios de amostragem deve ter em conta a classe de qualidade das amostras pretendida, classes de qualidade estabelecidas pela prEN 1997-2;

c) quando se usam diferentes métodos de amostragem podem ser esperadas diferentes perturbações das amostras. No entanto, a qualidade das amostras retiradas com um mesmo amostrador pode variar em função, por exemplo, do tipo de solo, da presença de água ou das operações de amostragem.

Aos métodos de amostragem são, geralmente, imputadas causas de perturbações, tais como:

- perturbação mecânica da amostra devida à compressão, à torção, a *flushing* ou à vibração durante o processo de perfuração ou de escavação;
- perturbação devida ao alívio das tensões *in situ*;
- alterações nos constituintes do solo, tais como no teor em água ou na fase gasosa.

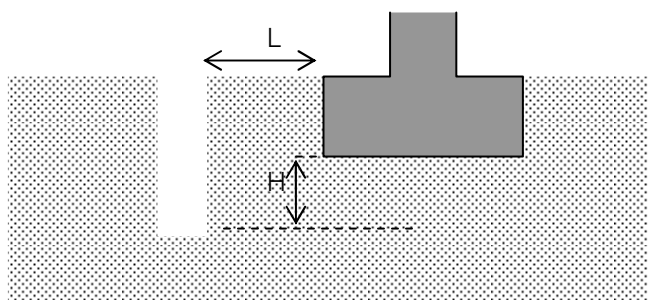
d) em solos que contenham partículas de grandes dimensões, a dimensão da amostra deve ser escolhida tendo em conta a maior dimensão das partículas presentes;

e) se for necessário investigar a grandes profundidades ou abaixo do nível freático, devem ser usados furos de sondagem;

f) as trincheiras, os poços e as galerias possibilitam a investigação em larga escala, podendo-se obter informação sobre a composição, a sequência, a estrutura e a orientação dos estratos e, possivelmente, sobre a posição do substrato rochoso. Sem o rebaixamento do nível freático, a profundidade de investigação é frequentemente reduzida e limitada pelo nível freático. Estes tipos de prospecção permitem retirar grandes amostras, úteis para analisar granulometrias grosseiras, a capacidade de carga, a compactabilidade ou a permeabilidade. Por outro lado, pode ser avaliada a ripabilidade e produzir-se registo fotográfico.

ii) Requisitos relacionados com a escolha dos locais e dos pontos de investigação:

- a) os pontos de investigação devem ser marcados no terreno antes do começo do processo de investigação. A localização em planta e em altimetria deve ser registada na planta do local;
- b) nos locais deve ser verificada a inexistência de perigos relevantes ou usos subterrâneos desconhecidos. As investigações em terrenos contaminados devem ser conduzidas segundo adequados procedimentos especiais;
- c) as trincheiras de investigação devem situar-se fora da área de implantação das futuras fundações, para que a escavação da trincheira não perturbe o solo onde será implantada a fundação (Figura 4.1).



$$L \geq 0,5 + \frac{H}{2}, \quad \text{com L e H em metros.}$$

Figura 4. 1 – Afastamento das trincheiras relativamente às fundações superficiais

- d) as trincheiras, os poços e as galerias devem ser construídos de acordo com as normas nacionais e internacionais e devem cumprir os regulamentos nacionais de segurança. Devem ser suficientemente largos para permitir a inspecção, a amostragem e a execução dos ensaios *in situ* necessários. Se necessário, devem ser protegidos contra eventuais instabilizações;
- e) a descrição visual e o registo fotográfico dos estratos, assim como a amostragem e os testes *in situ*, devem ser executados imediatamente após a escavação;
- f) deve ser considerado o impacto ambiental das sondagens e da amostragem. Devem ser aplicadas exigências especiais quando se trate de áreas importantes para o abastecimento de água.

iii) Informações preliminares necessárias:

- a) objectivos das sondagens, da amostragem e das medições a executar.
- b) localização das sondagens, das escavações e das medições do nível de água.
- c) previsão das exigências da pesquisa e análise das condições geológicas e hidrogeológicas expectáveis.
- d) avaliação do risco ambiental dos trabalhos.
- e) em locais contaminados, avaliação dos perigos.
- f) avaliação de outros riscos possíveis: redes subterrâneas ou aéreas, tráfego, etc.
- g) estimativa do número de sondagens e/ou de escavações.
- h) estimativa das profundidades das sondagens e/ou das escavações.
- i) definição do método de amostragem e da categoria pretendida.
- j) estabelecimento dos procedimentos de numeração e de referência das sondagens, das escavações e das amostras.
- k) definição da forma de acondicionamento, de transporte e de armazenamento das amostras.
- l) estabelecimento dos ensaios *in situ* pretendidos.
- m) método de reposição dos locais de sondagem e de escavação.
- n) cuidados ambientais.
- o) nome e contacto do cliente ou do representante.
- p) diagrama de fluxo da informação.

iv) Requisitos sobre as condições de reposição e abandono dos locais:

- a) no final das sondagens e das escavações é da maior importância que esses locais sejam deixados devidamente tapados, de forma a evitar perigos potenciais para o público, para os animais ou para o ambiente. O preenchimento deve ser feito de acordo com os requisitos técnicos ou legais e devem ter em consideração a estratificação, a contaminação dos solos e a sua capacidade de carga.
- b) todos os furos e escavações devem ser mantidos em segurança até se proceder ao seu preenchimento ou à sua cobertura definitiva.

- c) a menos que seja necessário manter os furos abertos para objectivos específicos, estes devem ser preenchidos, de forma a evitar subsequente depressão do nível do solo, devida a assentamento dos materiais de preenchimento.
 - d) os furos de sondagem devem, normalmente, ser preenchidos por materiais de igual ou menor permeabilidade que a do maciço envolvente. Assim se previne a contaminação ou a conexão entre aquíferos. Se forem usadas misturas de cimentação, o preenchimento deve ser executado lentamente, da base para o topo do furo. Caso se trate de furos executados na área de influência de futuros projectos, por exemplo túneis, deve-se garantir que não ficam vazios durante o preenchimento do furo;
 - e) os locais devem ser deixados em segurança, limpos e arrumados.
- v) Requisitos de segurança:
- a) antes da instalação das sondas e dos equipamentos associados deve ser feita uma avaliação de risco.
 - b) os regulamentos de segurança relativos à operação de máquinas de sondagens, contidos na EN 791, devem ser complementados com as regulamentações nacionais para a segurança e higiene de pessoas e segurança de equipamentos, relativas à qualidade do ar (no caso de se tratarem de espaços confinados), à operação em solos contaminados e ao impacte ambiental.

4.3. AMOSTRAGEM EM SOLOS SEGUNDO A PREN ISO 22475-1

4.3.1. CLASSES DE QUALIDADE DAS AMOSTRAS DE SOLO PARA ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A pré-norma prEN 1997-2 estabelece 5 classes de qualidade a usar na classificação das amostras, correspondendo a Classe 1 às amostras de melhor qualidade (amostras “intactas” aquelas que melhor traduzem as características do maciço) e a Classe 5 às amostras com maior grau de perturbação. Assim, a divisão pelas 5 classes faz-se de

acordo com o grau de perturbação e com as propriedades que cada classe permite avaliar (ver Quadro IV. I).

Quadro IV. I- Classes de qualidade das amostras de solo para ensaios de laboratório, de acordo com prEN 1997-2.

Propriedades do solo	Classes de qualidade				
	1	2	3	4	5
<u>Propriedades que se mantêm inalteradas:</u>					
Dimensões das partículas (granulometria)	✓	✓	✓	✓	
Teor de água	✓	✓	✓		
Densidade, compacidade, permeabilidade	✓	✓			
Compressibilidade, resistência ao corte	✓				
<u>Propriedades que podem ser determinadas:</u>					
Sequência das camadas	✓	✓	✓	✓	✓
Limites dos estratos – delimitação aproximada	✓	✓	✓	✓	
Limites dos estratos – delimitação precisa	✓	✓			
Limites de Atterberg, densidade das partículas, teor de matéria orgânica	✓	✓			
Teor em água	✓	✓	✓	✓	
Densidade, compacidade, porosidade, permeabilidade	✓	✓	✓		
Compressibilidade, resistência ao corte	✓				

4.3.2. CATEGORIAS DOS MÉTODOS DE AMOSTRAGEM DE SOLOS

As técnicas de amostragem de solos dividem-se, geralmente, nos três grupos seguintes:

- A. amostragem por sondagens rotativas;
- B. amostragem com recurso a amostradores (de penetração estática ou à percussão);
- C. amostragem por colheita de blocos.

Por vezes, as condições geológicas e/ou os propósitos das investigações obrigam a que se utilizem combinações das técnicas de amostragem referidas.

São três as categorias dos métodos de amostragem, que para determinadas condições operacionais, se relacionam com a possibilidade de obtenção de amostras de melhor ou pior qualidade, qualidade definida conforme a prEN 1997-2, como referido no Quadro IV. I.

Os métodos de categoria A permitem a obtenção de amostras de qualidade das classes 1 a 5. Os métodos de amostragem da categoria B, permitem a obtenção de amostras das classes de qualidade 3 a 5. Por sua vez os métodos de amostragem da categoria C, apenas permitem a obtenção de amostras da classe de qualidade inferior, classe 5 (ver Quadro IV. II).

Quadro IV. II – Classes de qualidade das amostras para ensaios de laboratório e categorias de amostragem a ser usadas.

		Classes de qualidade das amostras de solos para ensaios de laboratório (prEN 1997-2)				
		1	2	3	4	5
Categorias de amostragem (prEN ISO 22475-1: 2003 [E])	A					
	B					
	C					

As amostras das classes de qualidade 1 e 2 apenas podem ser obtidas usando métodos de amostragem da categoria A. Trata-se de amostras indeformadas ou só com ligeira perturbação da estrutura do solo. O teor de água e o índice de vazios do solo correspondem ao do estado *in situ* e os constituintes e a composição química do solo mantêm-se inalterados. Circunstâncias particulares, geológicas ou operacionais, podem fazer com que se obtenham amostras das classes de qualidade inferiores (classes 3, 4 e 5).

O uso de métodos de amostragem da categoria B tem como intenção obter amostras das classes 3 ou 4. Estas contêm todos os constituintes do solo *in situ* nas proporções originais, podendo ser determinado o teor de água *in situ*. Os componentes e o arranjo das camadas do solo podem ser identificados, mas a estrutura do solo foi afectada. Circunstâncias particulares, como por exemplo a variação litológica dos estratos, podem fazer com que se obtenham amostras de qualidade inferior (classe 5).

Os métodos de amostragem da categoria C garantem apenas amostras da classe de qualidade 5. Nestas amostras a estrutura do solo encontra-se totalmente destruída. Geralmente, o arranjo das diferentes camadas de solo encontra-se seriamente modificado,

pelo que não pode ser identificado correctamente o arranjo das camadas *in situ*. O teor de água das amostras pode não corresponder ao teor de água natural.

4.3.3. TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM DE SOLOS

4.3.3.1. AMOSTRAGEM CONTÍNUA POR SONDAGENS ROTATIVAS

As sondagens rotativas com amostragem contínua permitem:

- i) a identificação e descrição do solo do local da sondagem;
- ii) a diferenciação das distintas camadas e a observação das variações verticais das litologias;
- iii) a amostragem, bem como a prospecção e o ensaio de amostras de qualquer estrato a qualquer profundidade.

As sondagens rotativas com amostragem contínua, combinadas com um método de amostragem da categoria A, como é o caso da amostragem contínua usando duplo ou triplo tubo amostrador, constituem a melhor forma de obter amostras da melhor qualidade. É o método de amostragem preferível para solos estratificados heterogéneos.

Para a amostragem dos solos e das rochas brandas investigados neste trabalho foram usados quase exclusivamente métodos da categoria A – sondagens rotativas com amostragem contínua, usando tubo amostrador duplo ou triplo.

No Quadro IV. III podem ver-se as relações entre as diferentes técnicas de sondagem rotativa com amostragem contínua em solos e a qualidade da amostragem produzida. As técnicas de sondagem por nós usadas nas campanhas de amostragem aparecem assinaladas a sombreado no Quadro IV. III.

Conforme se constata no Quadro IV. III, a pré-norma prEN ISO 22475-1 considera as seguintes principais técnicas no método de amostragem por sondagem rotativa:

1. sondagem rotativa com carotagem a seco;
2. sondagem rotativa com carotagem;
3. sondagem a trado;
4. sondagem com fluido de circulação inversa;
5. sondagem com trado ligeiro.

Para a amostragem de materiais sobreconsolidados (argilas e siltes), e frequentemente cimentados (argilitos, siltitos e arenitos), bem como de calcários, de margas e de dolomias, objecto deste estudo e, tendo em conta a classe de qualidade pretendida para as amostras (Classe A), apenas as sondagens rotativas com carotagem e com uso de fluido de circulação se revelam satisfatórias.

4.3.3.2. AMOSTRAGEM CONTÍNUA POR OUTRAS TÉCNICAS DE SONDAGEM

A pré-norma prEN ISO 22475-1 apresenta outros métodos de amostragem para além dos métodos baseados nas sondagens rotativas. Essas outras técnicas de amostragem em solos por sondagem são:

- sondagem à percussão com martelo;
- sondagem por roto-percussão;
- sondagens à percussão;
- sondagens por cravação pneumática contínua;
- sondagens a “grab”.

São técnicas de interesse limitado quando se pretende obter amostras com alguma qualidade. Estas técnicas são, geralmente, das categorias B ou C, produzindo amostras de qualidade que, raramente, ultrapassa a classe 3. Nenhuma amostra tratada nesta dissertação foi obtida através destas técnicas de sondagem.

Quadro IV. III– Amostragem por sondagem rotativa em solos (extraído da prEN ISO 22475-1:2003[E])

Método de sondagem				Equipamento		Aplicação e limitações		Categoria de amostragem	Classe das amostras obtidas
Técnica de corte do solo	Designação	Extracção da amostra através de:	Uso de fluido de circul.	Ferramenta	Ø do furo ^a (mm)	Inadequado para:	Método preferível para:		
Sondagens Rotativas	Sondagem rotativa c/ carotagem a seco	Ferramenta de sondagem	Não	Tubo amostrador simples	100 a 200	Seixo grosso, calhaus, blocos	Argila, silte, areia fina	B (A)	4 (2-3)
				Trado oco	100 a 300		Argila, silte, areia, solos orgânicos	B (A)	3 (1-2)
	Sondagem rotativa com carotagem	Ferramenta de sondagem	Sim	Tubo amostrador simples	100 a 200	Solos não coesivos	Argila, solos com cimento argiloso, blocos.	B (A)	4 (2-3)
				Duplo tubo amostrador				B (A)	3 (1-3)
				Triplo tubo amostrador				A	1
	Sondagem rotativa com carotagem	Ferramenta de sondagem	Sim	Duplo/triplo tubo amostrador com tubo interno extensível	100 a 200	Seixo, calhaus, blocos	Argila, silte	A	2 (1)
	Sondagem a trado	Ferramenta de sondagem	Não	Hastes com trado concha ou hélice; trado oco (máximo comp. do trado ≤0,5m)	100 a 2000	Blocos com dimensão superior a $D_e/3$	Todos os solos acima do N.A.; todos os solos coesivos abaixo do N.A.	B	4 (3)
	Sondagem c/ circulação inversa	Fluxo de circulação ascendente	Sim	Hastes com trépano oco	150 a 300	-	Todos os solos	C (B)	5 (4)
	Sondagem com trado ligeiro	Ferramenta de sondagem	Não	Trado em concha ou trado com espiral helicoidal (aplicável apenas a pequena profundidade)	40 a 80	Seixo grosso com partículas maiores que $D_e/3$ e solos compactos e solos não coesivos abaixo do N.A.	Argila a seixo médio acima do N.A.; solos coesivos abaixo do N. A.	C [†]	5

^a Valores indicativos D_e diâmetro interno do amostrador [†] amostragens de categoria B são possíveis em solos ligeiramente coesivos N. A. – nível da água

Nota: A sombreado aparecem marcadas as técnicas de sondagem rotativa usadas nas campanhas de amostragem desta tese.

4.3.3.3. AMOSTRAGEM COM RECURSO A AMOSTRADORES (DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA OU À PERCUSSÃO)

No geral, a amostragem com uso de amostradores está associada a um método de sondagem que produz o furo até à profundidade a que se pretende fazer a colheita da amostra com o tubo amostrador. A técnica de sondagem mais usada para produzir os furos é a da sondagem rotativa com fluido de circulação (água ou lama) e com o uso de tubo de revestimento das paredes do furo. A utilização de tubo de revestimento adquire aqui relevância, pois permite a limpeza do material perturbado pela perfuração, criando uma superfície “indeformada” para o início da amostragem e suporta as paredes do furo permitindo a livre passagem do amostrador.

São seis os principais modelos de amostradores usados:

- o amostrador de tubo aberto de parede fina (OS-T/W);
- o amostrador de tubo aberto de parede grossa (OS-TK/W);
- o amostrador de pistão de parede fina (PS-T/W);
- o amostrador de pistão de parede grossa (PS-TK/W);
- o amostrador SPT;
- o amostrador de janela

os detalhes e as condições de aplicação de cada um podem ser vistos na prEN ISO 22475-1

Genericamente o processo decorre em 3 fases (Figura 4. 2):

- a) perfuração até à profundidade pretendida para a amostragem;
- b) limpeza do fundo do furo;
- c) instalação do amostrador e colheita da amostra.

É possível, usando tubos amostradores adequados, obter amostras de boa qualidade (Classes A ou B) em argilas de consistência média a elevada. No entanto, este tipo de amostragem é mais indicada para solos moles ou de média consistência e, vai perdendo interesse à medida que as formações são mais duras, consequência da dificuldade de penetração do amostrador.

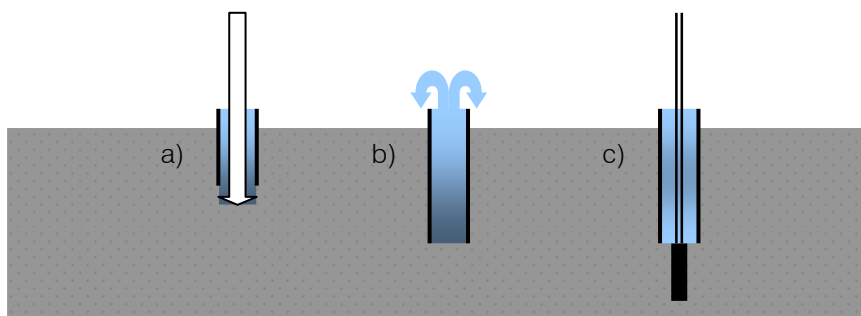


Figura 4. 2 – Processo de obtenção da amostra com recurso a tubo amostrador

No caso particular dos materiais em estudo, alguns níveis de argila, podiam ser amostrados com êxito recorrendo a esta técnica. Isso tem sido feito em outros trabalhos em formações semelhantes. Contudo, quando se pretende amostrar continuamente os diferentes estratos presentes, a estratificação apresentada pelo maciço e a respectiva variabilidade litológica vertical, proíbem o uso deste equipamento.

Neste estudo, as amostras colhidas segundo esta técnica, foram, exclusivamente, obtidas no amostrador SPT concomitantemente com o ensaio de penetração dinâmica SPT, usadas, exclusivamente, para ensaios de identificação.

4.3.3.4. AMOSTRAGEM POR COLHEITA DE BLOCOS

A colheita de blocos pode ser feita recorrendo a amostradores de largo diâmetro (>400 mm) ou, directamente, em poços ou trincheiras de prospecção. Desde que sejam tomadas medidas para evitar a descompressão e a alteração das amostras assim retiradas, obtêm-se amostras de boa qualidade (classes A ou B).

Tem como maior limitação a baixa profundidade a que as amostras podem ser retiradas, principalmente, em poços ou trincheiras.

As poucas amostras de blocos usadas neste trabalho foram obtidas directamente a partir de escavações efectuadas na formação em estudo, essencialmente, numa fase inicial da pesquisa.

A Figura 4. 3 apresenta um resumo das técnicas de amostragem de solos que são abordadas na pré-norma prEN ISO 22475-1.

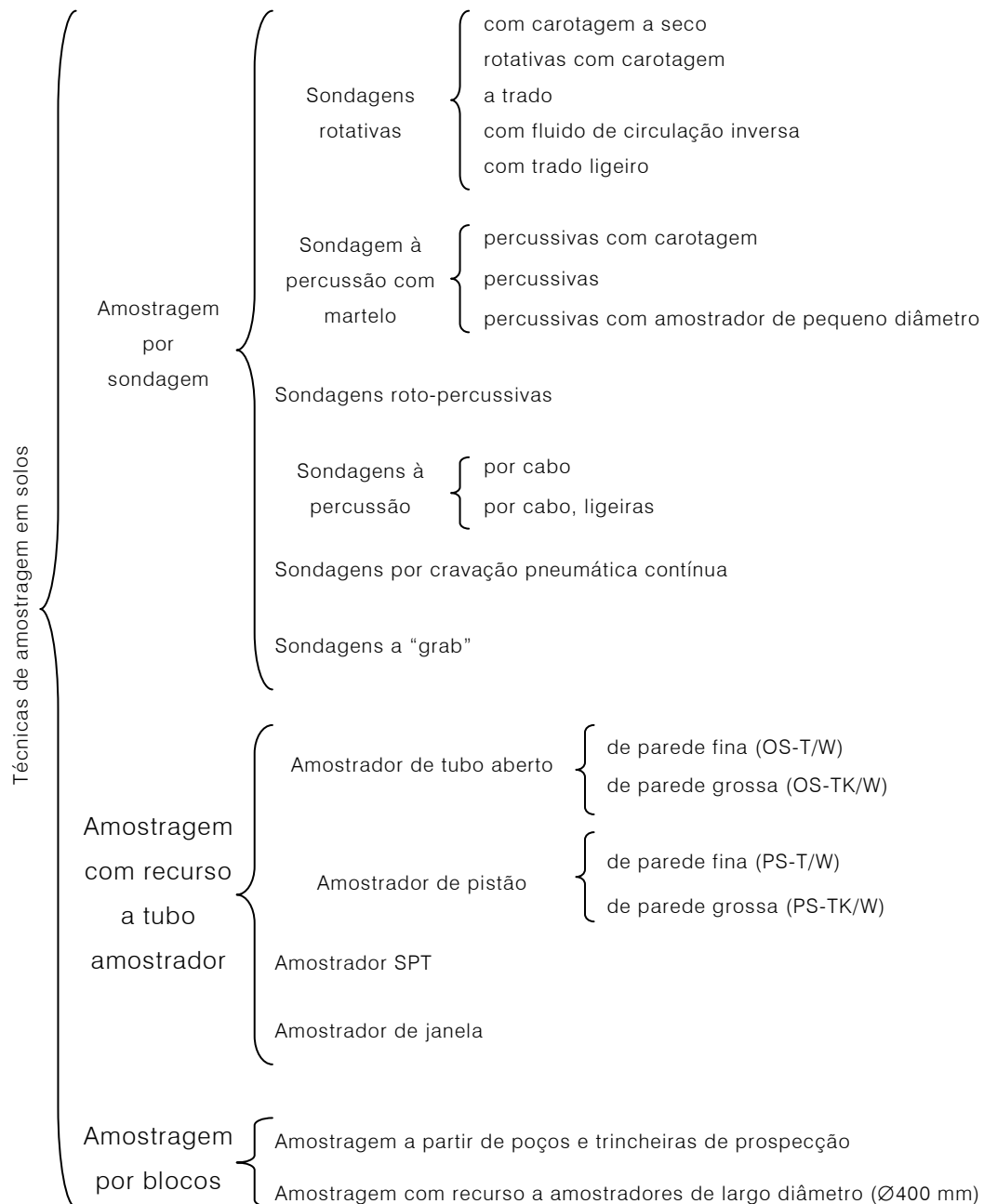


Figura 4. 3 - Resumo das técnicas de amostragem de solos

A investigação aqui presente foi em grande medida suportada por duas campanhas de colheita de amostras "indeformadas" da classe A, obtidas por sondagem rotativa, com carotagem usando tubo amostrador triplo. No entanto, durante o período de desenvolvimento dos trabalhos experimentais, para além destas duas campanhas exclusivamente vocacionadas para os trabalhos da dissertação, teve-se oportunidade de colher amostras, da mais variada espécie, em campanhas de prospecção realizadas para

o projecto e a construção de obras que envolveram as a formação geológica “Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos.

Na amostragem obtida em locais de obras predominam largamente as amostras de sondagens rotativas com carotagem e as amostras de amostrador SPT. Foram também obtidos alguns blocos em escavações realizadas, principalmente, na fase inicial da investigação.

4.4 AMOSTRAGEM EM ROCHAS SEGUNDO A PRÉN ISO 22475-1

Para a formação em estudo é tão pertinente a apresentação das técnicas de amostragem em rochas quanto a apresentação das técnicas de amostragem em solos. Apesar do tema se orientar, essencialmente, para aspectos geralmente considerados no âmbito da mecânica dos solos, os objectivos da investigação e a natureza e variabilidade dos materiais estudados exigem que as campanhas de sondagens realizadas permitam a obtenção de amostras de igual qualidade em solos e em rochas.

À semelhança do descrito para a amostragem em solos tenta-se enquadrar as técnicas de amostragem e a amostragem produzida na pré-norma prEN ISO 22475-1, segundo a qual, os métodos de amostragem de rochas dividem-se nos três seguintes grupos:

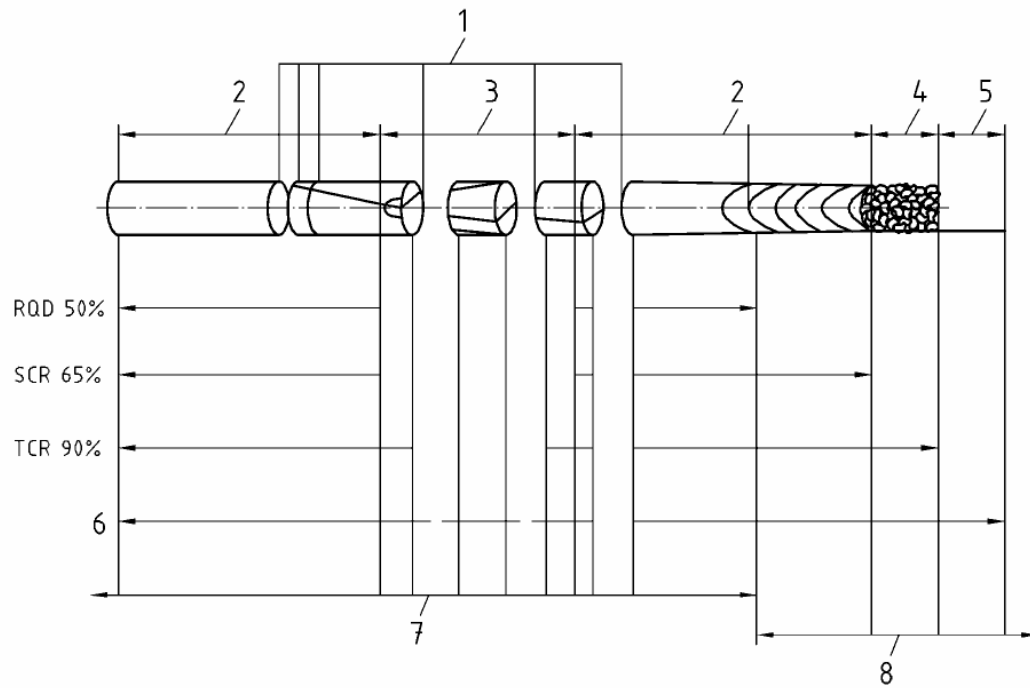
- amostragem por sondagem;
- amostragem por blocos;
- amostragem integral.

Destes três grupos apenas a amostragem por sondagem adquire aqui relevância. Os blocos de rochas recolhidos, dada a brandura dos mesmos, foram tratados como se de solo se tratassem. A amostragem integral não é aplicável, nem necessária, para a amostragem destes materiais.

Nunca é demais recordar que a técnica de amostragem integral, única que permite amostrar integralmente um maciço rochoso fracturado, preservando a orientação e o espaçamento das fracturas, foi concebida no LNEC, na década de 60, pelo investigador português Manuel da Rocha. A prEN ISO 22475-1, a propósito deste tipo de amostragem, recomenda a consulta da comunicação de Rocha e Barroso (1971) apresentado no Simpósio da ISRM (Sociedade Internacional Mecânica das Rochas), em Nancy.

As amostras de rochas podem ser dos tipos seguintes:

- carotes (ou tarolos);
- “cuttings”;
- blocos.



Nota 1 Todas as características mostradas são descontinuidades naturais, a menos que indicadas de outra maneira.

Nota 2 É convencional incluir só as fracturas naturais na determinação dos índices RQD, SCR e TCR.

Legenda:

1 fracturas induzidas pela sondagem	5 não recuperado
2 pelo menos um diâmetro completo	6 comprimento da manobra
3 sem um diâmetro completo	7 se NI/250/450
4 não indeformada (NI)	8 se NI/50/150

Figura 4. 4 – Qualidade da recuperação de sondagens em rocha (adaptado da prEN ISO 22475-1)

A qualidade do maciço rochoso amostrado pode ser avaliada recorrendo aos três seguintes parâmetros (ver Figura 4. 4):

- *TCR – total core recover*
Comprimento total de carote recuperada, expresso em percentagem do comprimento da manobra.
- *RQD – rock quality designation*
Somatório dos comprimentos de todas os pedaços de carote com mais de 100 mm de comprimento, medidos ao longo do eixo da carote, expresso em percentagem do comprimento da manobra.

- *SCR – solid core recovery*

Comprimento da carote obtida sob forma de cilindros sólidos, expresso em percentagem do comprimento da manobra.

4.4.1 CATEGORIAS DOS MÉTODOS DE AMOSTRAGEM DE ROCHAS

À semelhança do adoptado para os solos, a prEN ISO 22475-1 apresenta para as rochas três categorias de métodos de amostragem, dependentes da qualidade das amostras que com cada uma se pode obter:

- métodos de amostragem da categoria A;
- métodos de amostragem da categoria B;
- métodos de amostragem da categoria C.

A categoria de amostragem A é usada no intuito de obter amostras de elevada qualidade, as quais se devem apresentar indeformadas ou apenas ligeiramente perturbadas. As características de deformabilidade, o teor de água, o peso volúmico, a porosidade e a permeabilidade das amostras de rocha correspondem aos valores *in situ*. Não se registam alterações na composição química ou nos constituintes da rocha. Algumas condições particulares, podem levar a que, com técnicas desta categoria, se obtenham amostras de qualidade inferior.

Quando se usam técnicas da categoria B, pretendem-se obter amostras que contenham todos os constituintes existentes no maciço rochoso *in situ* nas proporções originais, com todos os fragmentos de rocha a manterem as características de deformabilidade, o teor de água, o peso volúmico e a porosidade. Com o uso de métodos de amostragem desta categoria pode ser identificado o arranjo geral das descontinuidades do maciço. No entanto, são alteradas a estrutura da massa rochosa e as propriedades respeitantes ao maciço (deformabilidade, teor de água, densidade, porosidade e permeabilidade).

Com os métodos de amostragem da categoria C são completamente modificadas a estrutura do maciço rochoso e as suas descontinuidades. O material rochoso pode aparecer esmagado, podem ocorrer alterações nos constituintes ou na composição química da rocha. Podem só ser identificados o tipo de rocha, o tipo de matriz, o *fabric* e a textura

Pelos motivos já anteriormente invocados, neste estudo, optou-se pelo uso de sondagens rotativas com carotagem utilizando tubo amostrador duplo ou triplo. Estas sondagens enquadram-se nas técnicas de amostragem das categorias A e B.

O Quadro IV. IV apresenta os diferentes métodos de amostragem de rochas usando sondagens rotativas, com base na pré-norma prEN ISO 22475-1:2003[E].

Quadro IV. IV – Amostragem por sondagens rotativas em rochas (extraído da prEN ISO 22475-1:2003[E])

Método de sondagem			Equipamento		Método menos adequado para:	Amostras		Categoria de amostragem
Designação	Extracção da amostra através de:	Uso de fluido de circulação	Ferramenta de amostragem	Ø do furo ^a (mm)		Carotes	Cuttings	
Sondagem rotativa c/ carotagem a seco	Ferramenta de sondagem	Não	Tubo amostrador simples	70 a 200	Rochas de dureza média a elevada	Rochas brandas, erodíveis ou sensíveis à água; manobras curtas (<0,5 m)	Não	B (C)
Sondagem rotativa com carotagem	Ferramenta de sondagem	Sim	Tubo amostrador simples	70 a 200	Rochas de dureza média a elevada	Rochas brandas	Retidos no crivo e em suspensão	B (C)
			Duplo tubo amostrador	70 a 200	Rochas sensíveis à água ou erodíveis	Todos os tipos de rochas	Retidos no crivo e em suspensão	A (B)
			Triplo tubo amostrador	70 a 200	-	Todos os tipos de rochas	Retidos no crivo e em suspensão	A
Sondagem rotativa com cabo de aço ("wireline" ^b)	Ferramenta de sondagem "wireline"	Sim	Amostrador "wireline" ou triplo tubo amostrador	70 a 180	-	Todos os tipos de rochas	Retidos no crivo e em suspensão	A
Sondagem de furo aberto	Ferramenta de sondagem	Sim	Trépano, "roller bit", DTTH (Down-the-hole-hammer)	50 a 350	-	Não	Retidos no crivo e em suspensão	C

^a Valores indicativos

^b o método "wireline" permite extrair o amostrador por intermédio de um cabo de aço sem necessidade de retirar o trem de sonda.

Nota: A sombreado aparecem marcadas as técnicas de sondagem usadas nas campanhas de amostragem deste trabalho

4.5. A PERTURBAÇÃO DAS AMOSTRAS

Um importante factor controlador da qualidade dos parâmetros usados nos projectos geotécnicos é a perturbação dos solos aquando da avaliação desses parâmetros. A perturbação do solo pode acontecer durante a sondagem, durante a amostragem, durante o transporte e armazenamento, ou durante a preparação dos provetes para ensaio. Como se verá adiante, pode também ocorrer durante o próprio ensaio.

A perturbação da amostra traduz-se, geralmente, numa alteração do estado de tensão efectiva. Adicionalmente, pode afectar as ligações estruturais entre as partículas do solo, conduzindo a alterações mais drásticas no seu comportamento.

Qualquer amostra de solo logo que retirada do maciço fica sujeita a diferentes mecanismos de perturbação. Clayton *et al.* (1995), classificam esses mecanismos de alteração, como:

- alterações no estado de tensão;
- deformações mecânicas;
- alterações do teor de água e do índice de vazios;
- alterações químicas.

A perturbação do solo pode ser produzida antes, durante ou após a recolha da amostra. O Quadro IV. V resume as principais causas da perturbação nos vários estágios do processo de amostragem.

A importância de um particular tipo de perturbação não depende só do processo de amostragem usado, mas também, e em grande medida, do tipo de solo que está a ser amostrado. Cada tipo de solo tem os seus problemas particulares e exige métodos específicos de amostragem.

É importante reconhecer a diferença entre amostragem em solos coesivos e amostragem em solos não coesivos. Em solos coesivos é, geralmente, possível obter amostras “indeformadas”, enquanto que em solos granulares soltos é,

geralmente, muito difícil obter amostras “indeformadas”, sendo por vezes mesmo difícil obter qualquer tipo de amostra.

4.5.1. PERTURBAÇÕES DO SOLO DURANTE AS SONDAGENS (ANTES DA COLHEITA DAS AMOSTRAS).

Quando a amostragem não é contínua, ou seja, quando as amostras são colhidas apenas em certos pontos do perfil vertical, a perturbação pode começar logo na fase de perfuração. São vários os factores de perturbação do solo aquando da realização dos furos de sondagem: descompressão, expansão, levantamento da base do furo, arrastamento de finos para o interior do furo (“piping”), desmoronamento das paredes do furo (“caving”), compactação, remoldagem, entre outros.

Quadro IV. V – Principais causas de perturbação do solo nas diferentes fases do processo de amostragem.

	Antes da amostragem	Durante a amostragem	Depois da amostragem
Alterações no estado de tensão	Descompressão Expansão Variações na pressão intersticial	Descompressão Expansão Variações na pressão intersticial	Descompressão Expansão Variações na pressão intersticial
Deformações mecânicas	Compactação “Piping” “Caving”	Remoldagem Mistura ou segregação Distorção Fracturação Compressão Extensão	Perturbação durante a extracção do tubo porta-amostra Congelamento do solo Sobreaquecimento Vibrações e choques
Alterações do teor em água e do índice de vazios	Variação do teor de água Variação do índice de vazios	Variação do teor de água Variação do índice de vazios	Migração da água dentro da amostra Perda de humidade
Alterações químicas	Reacção do solo ou da água intersticial como fluido de sondagem	Reacção do solo ou da água intersticial como fluido de sondagem ou com os tubos amostradores.	Reacção do solo ou da água intersticial com os tubos porta-amostra.

A realização de um furo implica, necessariamente, a redução da tensão total na sua base. Embora o alívio de tensões dentro do furo possa ser minimizado usando tubos de revestimento e/ou lamas de sondagem, ocorre, geralmente, alguma descompressão.

A expansão da base do furo é proporcional à variação da tensão total ocorrida. Se o furo for mantido preenchido com água ou com lama a expansão tende a ser menor. No entanto, os factores tempo e posição do nível de água no furo complicam o controlo da expansão. Se a perfuração se realizar acima do nível freático, o acesso da água ao furo é limitado e, como tal, a expansão tende a ser menor. O mesmo acontece quando a perfuração e a amostragem são relativamente rápidas, minimizando o tempo de acesso da água ao solo.

O uso de lamas de sondagem tem muitas vantagens sobre a água. A sua maior densidade repõe uma grande parte da tensão original no solo e a formação do “cake” previne o “caving” e reduz a velocidade e a extensão da expansão. As lamas apresentam, relativamente à água, a desvantagem do custo e os problemas com a sua deposição no final dos trabalhos.

Como resposta à redução da tensão total aplicada o solo tende a expandir e a pressão intersticial a diminuir, podendo tornar-se negativa. Em solos coesivos a reduzida permeabilidade retarda a penetração do ar ou da água na amostra, fazendo com que seja necessário um considerável período de tempo para a dissipação das pressões intersticiais negativas, geradas durante a perfuração.

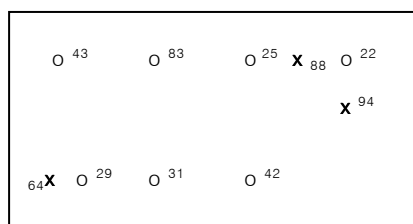
O levantamento da base do furo, o arrastamento de finos para o interior do furo (“piping”) e o desmoronamento das paredes do furo (“caving”), são outras causas frequentes de perturbação.

O “piping” é um termo usado para descrever o comportamento de solos granulares quando a sua tensão efectiva de confinamento é removida como resultado de altas pressões de filtração (Clayton *et al.*, 1995). Nestas condições, as partículas individuais do solo são livres de se moverem e as partículas finas são arrastadas pela água.

O “piping” acontece, frequentemente, quando se usam amostradores de percussão, sem fazer o equilíbrio hidrostático do furo, principalmente, se o solo for solto, o nível de água elevado e o diâmetro do furo grande.

Uma das consequências mais sérias do fenómeno de “piping” pode acontecer quando se usa o amostrador SPT (Standard Penetration Test) para determinar a resistência à penetração do solo. Devido à descompressão do fundo do furo, os valores obtidos podem sofrer reduções significativas (ver Figura 4. 5). O uso de diâmetros de furo adequados e o completo enchimento do furo com água, previne o aparecimento deste fenómeno, a menos

que se registre artesianismo no local. Nesse caso, é necessário aumentar a coluna de água, prolongando o revestimento acima da cota do terreno.



o - resultados dos SPT originais, afectados pelo "piping"

x - resultados SPT de verificação, com equilíbrio de pressão hidrostática.

Figura 4. 5 – Efeito do "piping" no valor N_{SPT} em areias médias a finas (Sutherland, 1963)

As perturbações por compactação ou por remoldagem do solo aparecem geralmente associadas a métodos de amostragem dinâmicos e ocorrem abaixo e à volta dos revestimentos e dos tubos amostradores. A profundidade afectada pode chegar a três vezes o diâmetro do tubo cravado. Os trados mecânicos também causam perturbações desta natureza.

4.5.2. PERTURBAÇÕES DAS AMOSTRAS DURANTE A COLHEITA

Cada tipo de amostragem impõe diferentes formas e graus de perturbação. No caso em análise interessa essencialmente abordar os aspectos da perturbação associados às amostras recolhidas em furos de sondagem. Nesse grupo englobam-se os dois tipos de amostragem mais usados na obtenção de amostras "indeformadas" para caracterização geotécnica:

- a amostragem com tubos amostradores, de cravação estática ou de cravação dinâmica (à percussão);
- a amostragem por sondagens rotativas com carotagem.

4.5.2.1. PERTURBAÇÕES DAS AMOSTRAS OBTIDAS COM TUBOS AMOSTRADORES

Esta técnica consiste na cravação, sem rotação, de um tubo com aresta em forma de bisel, que corta o solo. Para além dos efeitos, já referidos, de descompressão e expansão associados à realização dos furos de sondagem, esta técnica introduz no solo distorções, que têm como principais efeitos:

1. alterações no estado de tensão do solo;

2. alterações na estrutura do solo, devido à quebra de ligações entre partículas.

Estas perturbações devidas aos tubos amostradores têm sido assunto tratado por muitos autores (Hvorslev, 1949; Baligh, 1985; Chin, 1986; Baligh *et al.*, 1987; La Rochelle *et al.*, 1987; Siddique, 1990; Hajj, 1990; Hopper, 1992; Clayton, 1998; Hight, 2000, entre outros), permitindo concluir de que a perturbação introduzida pelo tubo amostrador é fortemente influenciada pela geometria do mesmo.

Essas evidências levaram a que os amostradores sejam caracterizados pelos seguintes quatro parâmetros geométricos (ver Figura 4.6):

- relação entre as áreas interna e externa (*area ratio*)

$$C_a = \frac{D_2^2 - D_1^2}{D_1^2} \times 100 \quad (\%) \quad (4.1)$$

- ângulo do bisel (*cutting edge taper angle*);
- razão comprimento/diâmetro (L/D_1 ratio);
- folga (*inside clearance*), ou seja a diferença entre os diâmetros internos do amostrador e do bisel, dividida pelo diâmetro interno do bisel

$$C_1 = \frac{D_3 - D_1}{D_1} \times 100 \quad (\%) \quad (4.2)$$

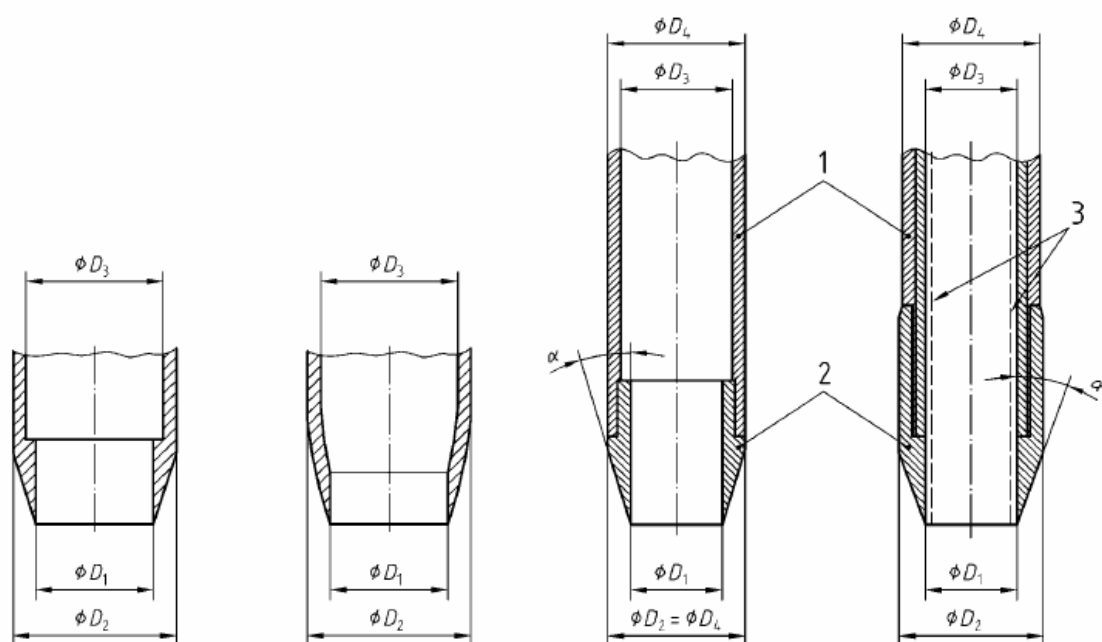


Figura 4. 6 – Definições dos diâmetros D_1 , D_2 , D_3 e D_4 (prEN ISSO 22475-1:2003[E])

Uma boa discussão sobre a influência de cada um dos parâmetros geométricos na qualidade das amostras pode ser vista em Clayton *et al.* (1998).

A natureza das formações estudadas nesta dissertação apenas permitiria o uso deste tipo de amostragem em algumas camadas mais brandas. Por esse motivo, a opção recaiu na amostragem com recurso a sondagens rotativas com carotagem.

4.5.2.2. PERTURBAÇÕES DAS AMOSTRAS OBTIDAS POR SONDAJENS ROTATIVAS COM CAROTAGEM

As sondagens rotativas com carotagem são, em tudo mundo, o principal meio de amostragem em rochas duras. Nos últimos anos, este tipo de sondagens, tem vindo, progressivamente, a adaptar-se a todos os tipos de solos e de rochas, sendo actualmente, senão a principal, uma das melhores técnicas de amostragem de argilas duras, de rochas brandas e de rochas fracturadas ou alteradas. Alguns amostradores rotativos foram, também, desenvolvidos para obter amostras de alta qualidade em argilas sensíveis.

Muitas perturbações podem ser introduzidas em amostras à partida de boa qualidade, durante o processo de extracção do tubo amostrador. Efectivamente,

esta é uma operação delicada. A carote deve ser extraída cuidadosamente, com o amostrador em posição horizontal, usando um extractor ajustado ao diâmetro interno do amostrador, num movimento suave e sem vibrações. Esta extração deve fazer-se para um canal de geometria adequada, onde devem ser examinadas, as características geométricas e litológicas. Segue-se o acondicionamento em caixas apropriadas, que, no caso de se tratarem de amostras “indeformadas”, é geralmente precedido da selagem das amostras em tubos porta-amostra adequados.

Nem sempre o processo de extração acima descrito é de fácil execução. Contudo, deve sempre evitar-se colocar o amostrador em posição inclinada ou, mesmo, vertical. O uso de marteladas no amostrador para ajudar na extração, embora não invulgar, é de todo desaconselhável, porque para além de danificar o tubo amostrador, pode causar sérias perturbações nas carotes.

Relativamente às máquinas de sondagens usadas na amostragem, adquire particular importância o comprimento de furo que a máquina permite executar sem levantar a cabeça de rotação. Ou seja, é importante a relação entre o número de paragens e o comprimento de solo perfurado. As paragens provocam, necessariamente, variações drásticas nos parâmetros de execução das sondagens, essencialmente, na velocidade de rotação, na pressão no *bit* e no fluxo do fluido de circulação. Isso traduz-se, geralmente, na sobre-escavação do furo e numa maior erosão da amostra.

Quanto maior o curso do movimento e menor o número de paragens na perfuração menores serão os efeitos indesejáveis dessas paragens. Para a obtenção de amostras de boa qualidade, neste tipo de materiais, é desejável que a máquina permita movimentos contínuos de perfuração, pelo menos, iguais ao comprimento do amostrador usado.

Na obtenção das amostras “indeformadas” tratadas nesta tese foi usado um amostrador de três metros de comprimento e uma máquina, modelo Mustang, marca Atlas Copco, capaz de executar movimentos contínuos de furação de cinco metros, pelo que, cada amostra foi cortada num único movimento, eliminando-se, completamente, os efeitos prejudiciais das paragens.

As vantagens do uso de tubo amostrador triplo têm a ver com a facilidade com que a amostra pode ser retirada do interior do amostrador e com a possibilidade de guardar a amostra dentro do tubo, minimizando a sua perturbação.

4.5.3. PERTURBAÇÕES DAS AMOSTRAS APÓS A COLHEITA. CONSIDERAÇÕES SOBRE O ACONDICIONAMENTO, TRANSPORTE E ARMAZENAGEM

As modificações ocorridas nas amostras após a colheita podem ser tão ou mais severas que as verificadas durante o processo de extracção do maciço. Segundo Clayton *et al.* (1995), são cinco os principais tipos de alterações que podem ocorrer nesta fase:

1. perda de humidade;
2. migração da humidade no interior das amostras;
3. efeitos do congelamento;
4. efeitos de vibrações e choques;
5. efeitos de reacções químicas.

1. Perda de humidade

A perda de humidade não conduz necessariamente à perda de representatividade da amostra. Nas amostras remexidas as perdas de humidade não são, geralmente, indesejáveis, desde que não acompanhadas da perda de finos, a menos que se pretenda determinar o teor de água natural do solo. Nesse caso, é comum colher uma pequena sub-amostra que se coloca num frasco, hermeticamente fechado, destinada a essa determinação.

Mais problemática é a perda de humidade em amostras pretendidas “indeformadas”. É então corrente selar a amostra no interior dum tubo, de aço ou de PVC, com os topos parafinados com várias camadas (ver Figura 4. 7).

Quando os tubos porta-amostra têm tampas roscadas é igualmente necessário garantir a sua estanquidade, envolvendo-os em película plástica auto-adesiva ou, mesmo selando, as tampas com parafina. Neste tipo de acondicionamento das amostras é importante preencher os espaços vazios entre a amostra e as tampas, de forma a diminuir a perda de água para esses espaços vazios e, também, para evitar o chocalhar da amostra dentro do tubo durante o manuseamento.

A parafina deve ser aplicada o mais próximo possível do seu ponto de fusão (cerca de 50°C), por forma a reduzir a retracção e a retardar o aparecimento de fracturas na selagem (Clayton *et al.*, 1995).

Como se pode ver pela Figura 4. 8, a selagem com parafina perde o efeito após alguns meses de armazenagem. A velocidade com que a selagem se deteriora aumenta com o incremento da temperatura. Por isso, as amostras devem ser armazenadas em salas com temperatura inferior a 30°C (Clayton *et al.*, 1995). Quando as imperfeições da parafina de selagem começam a surgir as baixas temperaturas e as humidades elevadas ajudam a reduzir as perdas de humidade. Actualmente, os laboratórios dispõem de câmaras com humidade e temperatura controladas para a armazenagem das amostras.



Figura 4. 7 - Amostras “indeformadas” da formação em estudo seladas com gaze e parafina. (foto da esquerda – sem tubo; foto do centro - em “liner” de PVC transparente; foto da direita – em PVC opaco).

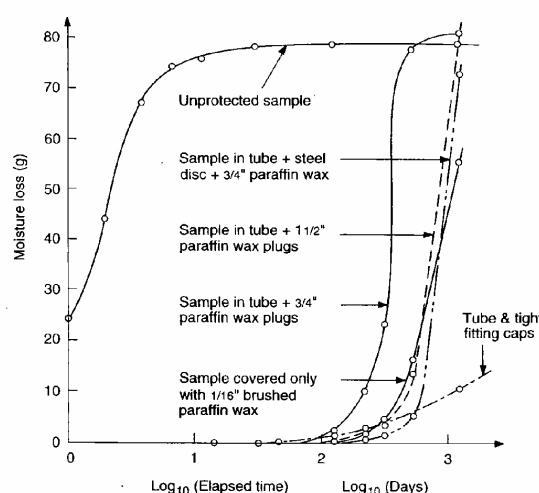


Figura 4. 8 - Perda de humidade das amostras com o tempo (adaptado de Clayton *et al.*, 1995)

2. Migração da humidade no interior das amostras

A migração da humidade no interior das amostras acontece mesmo em amostras convenientemente seladas, levando a significativas alterações de propriedades, como a resistência não drenada e a compressibilidade.

Existem dois tipos de efeitos da migração da humidade. O primeiro verifica-se quando existem diferentes solos na mesma amostra e traduz-se na migração da água entre tipos de solo diferentes. Outro efeito acontece quando existem diferenciais de pressão intersticial dentro da amostra. A tendência é para a uniformização das pressões intersticiais com o tempo. Isto pode acontecer quando a amostra é retirada usando a sondagem rotativa ou quando, usando um amostrador, se permite o acesso da água ao furo de sondagem. Nestes casos, a tendência é para alguma expansão da amostra e, conseqüentemente, para o aumento das pressões intersticiais no perímetro exterior da amostra. Com o tempo, com a uniformização das pressões intersticiais na amostra, produz-se a alteração da tensão média efectiva e, como consequência, modificações na resistência e na compressibilidade medidas em laboratório.

As mudanças verificadas na resistência e na dureza vão, em certa medida, ser dependentes da idade das amostras, fruto da migração da água da parte exterior para a parte interior das amostras com a progressiva uniformização da pressão intersticial e diminuição da tensão média efectiva. Assim, as medições efectuadas imediatamente após a amostragem vão ser diferentes das efectuadas após algum tempo de armazenamento.

3. Congelamento

Um dos mais sérios efeitos de alteração pode acontecer quando se deixa que amostras de silte ou de argila congelem. As lenticulas de gelo, formadas inicialmente nas fissuras, atraem a água do resto da amostra e provocam a fracturação progressiva do solo. As amostras congeladas são altamente perturbadas. Como tal, nunca se deve permitir que as amostras atinjam temperaturas inferiores a 4°C (Clayton *et al.*, 1995).

4. Vibrações, choques e alteração mecânica

As vibrações causadas durante o transporte das amostras podem causar perda de resistência e deformação das amostras, particularmente em solos moles ou soltos ou argilas arenosas. Para minimizar os efeitos das vibrações do transporte e manuseamento

deve-se transportar as amostras na posição vertical, assentes sobre uma base compressível, por exemplo, sobre espuma.

Nas amostras de solos granulares soltos os problemas do manuseamento advêm das variações volumétricas que as vibrações podem promover. Estes solos devem ser manuseados com especial cuidado.

5. Efeitos de reacções químicas

Durante o armazenamento das amostras podem ocorrer reacções químicas entre o solo e os tubos porta-amostras. Os solos ácidos ou alcalinos atacam os amostradores metálicos, assim como alguns solos com água intersticial salina. As mudanças no quimismo da água intersticial pode causar sérios efeitos no comportamento do solo. Devido à acção electrolítica podem ocorrer alterações de sensibilidade, de plasticidade, de compressibilidade ou de resistência.

Este efeito pode ser minimizado usando na sondagem um tubo amostrador triplo, onde o tubo interno, destinado a receber a amostra, é de PVC, assim como com o uso de tubos porta-amostras em PVC. Na recolha de amostras “indeformadas” para este estudo foi usado um tubo amostrador triplo, com o tubo interno em PVC transparente, que após a perfuração era retirado do amostrador com a amostra no seu interior, servindo o mesmo de tubo de armazenamento da amostra.

4.5.4. PERTURBAÇÕES DAS AMOSTRAS DURANTE O PROCESSO DE PREPARAÇÃO DOS PROVETES PARA ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A preparação dos corpos de prova usados nos diversos ensaios de laboratório começa pela extracção da amostra da embalagem ou do tubo porta-amostra. As regras de uma boa extracção baseiam-se nos mesmos factores de perturbação presentes durante a colheita.

Para evitar a perturbação e a distorção do solo, a dimensão do êmbolo do extractor deve ser só sensivelmente inferior à dimensão interna do tubo porta-amostra. O êmbolo deve ser aplicado na base da amostra de forma a manter o mesmo movimento relativo, entre o solo e o tubo, existente no processo de cravação (Figura 4. 9). Tal significa que, no campo, deve marcar-se a base e o topo da amostra e que o primeiro solo a sair do tubo é

o mais perturbado, pelo que não deve ser usado. O solo deve ser empurrado para o exterior a uma velocidade constante.

Quando se usam tubos de PVC pode-se, facilmente, cortá-los longitudinalmente, de forma a retirar a amostra sem ter de recorrer à pressão dum êmbolo. Se o PVC for transparente pode-se, antecipadamente, escolher os troços para ensaio e começar por sectionar transversalmente a amostra, de forma a facilitar o processo de extracção.

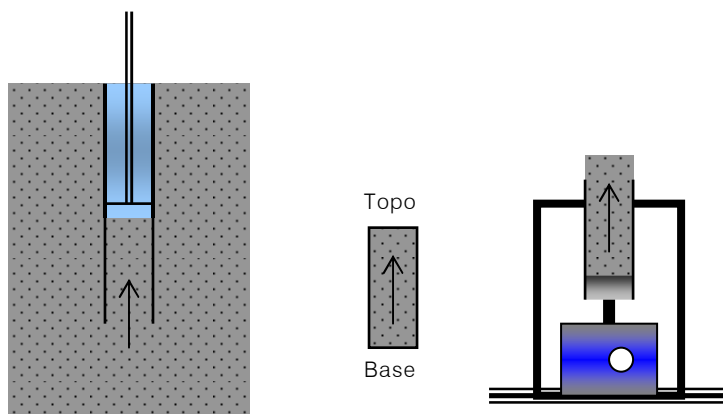


Figura 4. 9 – Movimento relativo da amostra na colheita e na extracção do tubo.

As principais causas de perturbação das amostras depois da entrada no laboratório, ou seja, a partir do momento em que começam a ser preparadas para ensaio, prendem-se com descuidos na prática da extracção, nomeadamente, com a aplicação de elevadas tensões de extracção, com os métodos de corte e de rectificação das amostras para as dimensões dos provetes e com estragos na estrutura do solo, fruto de deficientes procedimentos de saturação ou de reconsolidação. Como se verá mais adiante, a estes três aspectos foi dada particular atenção aquando da preparação dos provetes relativos aos diferentes ensaios realizados neste trabalho.

4.6. AMOSTRAGEM POR SONDAGENS ROTATIVAS COM CAROTAGEM

Na programação das sondagens rotativas com carotagem adquire especial importância a selecção do fluido de circulação, o tipo de *bit* e o tipo de amostrador. A selecção de uma boa combinação destas três ferramentas determina, em grande medida, a qualidade das amostras obtidas.

O fluido de circulação mais usado é a água simples. No entanto, podem ser usadas lamas bentoníticas ou água aditivada com polímeros. Usam-se lamas e aditivos quando as formações geológicas, as condições hidrogeológicas ou as técnicas de sondagens obrigam a cuidados especiais.

O papel das lamas e dos aditivos usados nas sondagens é, essencialmente:

- melhorar o suporte das paredes do furo, através da formação de uma película de revestimento impermeável, podendo-se evitar o uso de tubos de revestimento;
- aumentar a densidade do fluido, reduzindo o desequilíbrio entre as pressões no interior e no exterior do furo;
- aumentar a capacidade de transporte de *cuttings* do fluido de circulação sem ter de aumentar a velocidade de circulação, em casos em que tal aumento pode causar erosão indesejável na amostra;
- diminuir o caudal do líquido de circulação;
- controlar perdas de fluido de circulação em maciços permeáveis;
- evitar a deposição dos *cuttings* no fundo do furo nos períodos de abrandamento ou de paragem da circulação;
- dar tixotropia ao fluido de circulação.

A capacidade do fluido de circulação para transportar os *cuttings* depende de quatro factores:

- a velocidade do fluido;
- a viscosidade do fluido;
- o tamanho e a forma dos *cuttings*;
- as densidades do fluido e dos *cuttings*.

Quadro IV. VI – velocidades recomendadas para diferentes tipos de fluidos de circulação (Australian Drilling Industry Training Committee, 1996)

Fluido de circulação	Velocidade de ascensão recomendada (m/s)
Ar	25
Água	0,6
Lama (normal)	0,5
Lama (muito espessa)	0,3
Espuma	0,2

O aumento da velocidade do fluido, embora aumente a capacidade de transporte, tem, como principal desvantagem, o aumento da erosão, especialmente se o maciço for friável. A velocidade da água nunca deve exceder 2m/s. O Quadro IV. VI apresenta velocidades recomendadas para diferentes fluidos de circulação.

O uso de lamas (mistura de água e de bentonite) tem várias vantagens sobre a água. Uma delas, que advém da maior viscosidade, é a de permitir um adequado transporte de *cuttings* usando baixas velocidades de circulação. A segunda tem que ver com a formação dum revestimento (*cake*), pelas micelas da argila, nas paredes do furo, o que contribui para a sua estabilização e para a redução de perdas de líquido de circulação. Como tal, vão ser necessários menores volumes de fluido.

O uso de lamas bentoníticas tem como principal desvantagem o facto de, após a realização do furo, não poderem ser vertidas para o solo ou para linhas de água. Muito embora ainda até há bem pouco tempo isso fosse descurado, actualmente, são consideradas resíduos industriais de deposição obrigatória em vazadouro adequado. A outra desvantagem, prende-se com o equipamento necessário para garantir uma mistura com a consistência correcta, de forma a evitar a formação de grumos que bloqueiem as saídas no amostrador.

As desvantagens das lamas bentoníticas têm levado ao uso cada vez mais frequente de lamas à base de polímeros sintéticos, muitos deles bio-degradáveis, que podem ser deixados no local. São muito mais fáceis de misturar do que a bentonite e embora, não tenham o mesmo desempenho na estabilização do furo, permitem melhorar o transporte de *cuttings*, comparativamente com o conseguido só com água, diminuindo as velocidades necessárias e as perdas no fluido de circulação. Diminui-se, assim, a erosão provocada pelo fluido nas paredes do furo e nas amostras e reduz-se o volume de fluido necessário para realizar o furo.

Outra vantagem do uso de polímeros bio-degradáveis resulta do rápido desenvolvimento da viscosidade, mesmo a baixas concentrações (ver figura 4.10), e do seu limitado tempo de actividade, o que permite usar este fluído quando se pretende fazer medições do nível freático ou quando se pretende instalar piezómetros.

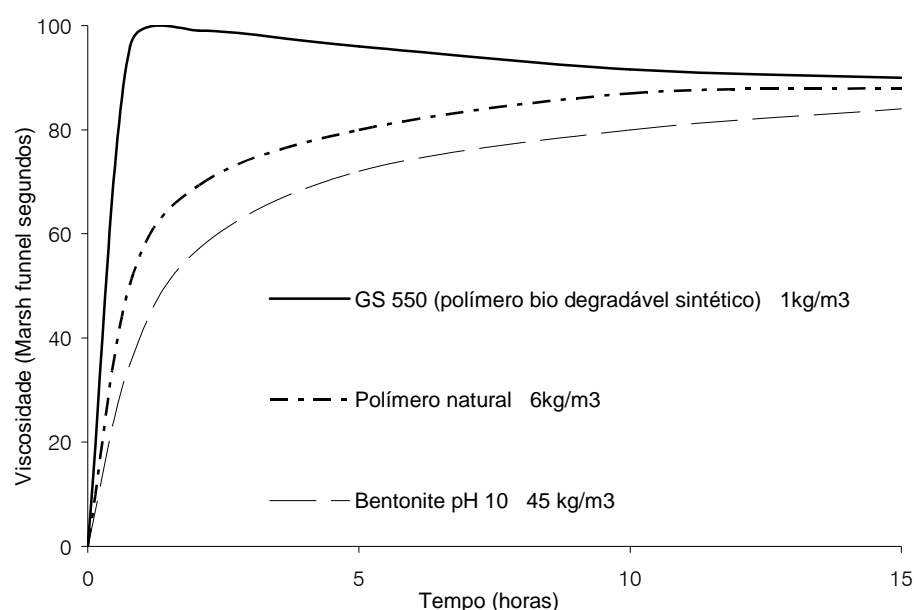


Figura 4. 10 – Desenvolvimento da viscosidade com o tempo (Clayton *et al.*, 1995)

Nas sondagens realizadas para os estudos desenvolvidos, o fluido de circulação usado foi quase sempre água. Com este fluido de circulação obtiveram-se bons resultados em quase todos os maciços perfurados. As velocidades de circulação necessárias para o progresso da perfuração foram sempre compatíveis com o propósito de obter amostras de qualidade, mesmo nos materiais mais brandos. A reduzida dimensão dos *cuttings* (flocos milimétricos de argila, de silte, de marga ou de dolomia) foi certamente determinante para excluir a necessidade do recurso de outro fluido de circulação.

Apenas numa sondagem, onde ocorreram camadas espessas de argilas arenosas e areias argilosas sobreconsolidadas, foi necessário adicionar à água um polímero sintético comercial, para promover a subida pelo *bit* dos grãos de areia e de seixo quartzosos desagregados.

A selecção do *bit* é feita tendo em conta a natureza da formação geológica a amostrar, especialmente, a sua dureza e a sua abrasividade. Formações mais abrasivas obrigam a uso de *bits* de diamantes incrustados ou impregnados, enquanto que as formações mais brandas podem ser perfuradas com *bits* de tungsténio, mais baratos.

Um outro aspecto a ter em conta na selecção dos *bits* tem que ver com a qualidade pretendida para as amostras. Nesse aspecto a selecção do perfil da coroa e da

localização da descarga do fluido de circulação constituem decisões importantes. Quando se trata de formações brandas, facilmente erodíveis ou especialmente sensíveis à água, a opção recai sobre coroas com perfil em degraus e descarga frontal, minimizando-se, assim, o contacto do fluido de circulação com a amostra.

Os amostradores usados nas sondagens rotativas com carotagem são, genericamente, de três tipos:

- ⊙ amostradores de tubo simples;
- ⊙ amostradores de tubo duplo;
- ⊙ amostradores de tubo triplo.

Os amostradores de tubo simples são os mais básicos e consistem num tubo porta amostras com uma coroa (*bit*), na extremidade inferior, roscado às hastes de sondagens, na parte superior. Uma mola de retenção da amostra é instalada entre o *bit* e o tubo porta amostras ou directamente no *bit*. O fluido de circulação passa entre o tubo porta amostras e a amostra de rocha, a qual é continuamente lavada em toda a sua extensão (Figura 4. 11A).

Os amostradores de tubo duplo consistem em dois tubos concêntricos e um sistema de rolamentos situado na cabeça do amostrador, que permite que o tubo interno se mantenha estacionário enquanto o tubo exterior roda accionado pelo trem de sonda. Uma mola de retenção é colocada entre o *bit* e o tubo interno. O fluido de circulação passa no espaço anelar entre o tubo interno e o tubo externo, o que protege a amostra recolhida da erosão (Figura 4. 11B).

Os amostradores de tubo triplo são de construção semelhante aos de tubo duplo, mas nestes existe um terceiro tubo adicional, fixado dentro do tubo interno, o qual serve, geralmente, para o armazenamento da amostra, evitando a sua descompressão. Frequentemente estes tubos internos são substituídos por “liners” de plástico transparente, que permitem a observação da amostra e a escolha das secções para ensaio antes de a retirar do tubo. Foi este o tipo de amostrador usado na campanha de prospecção efectuada neste estudo, com o objectivo de obter amostras “indeformadas” (classe de qualidade A - Figura 4. 11C).

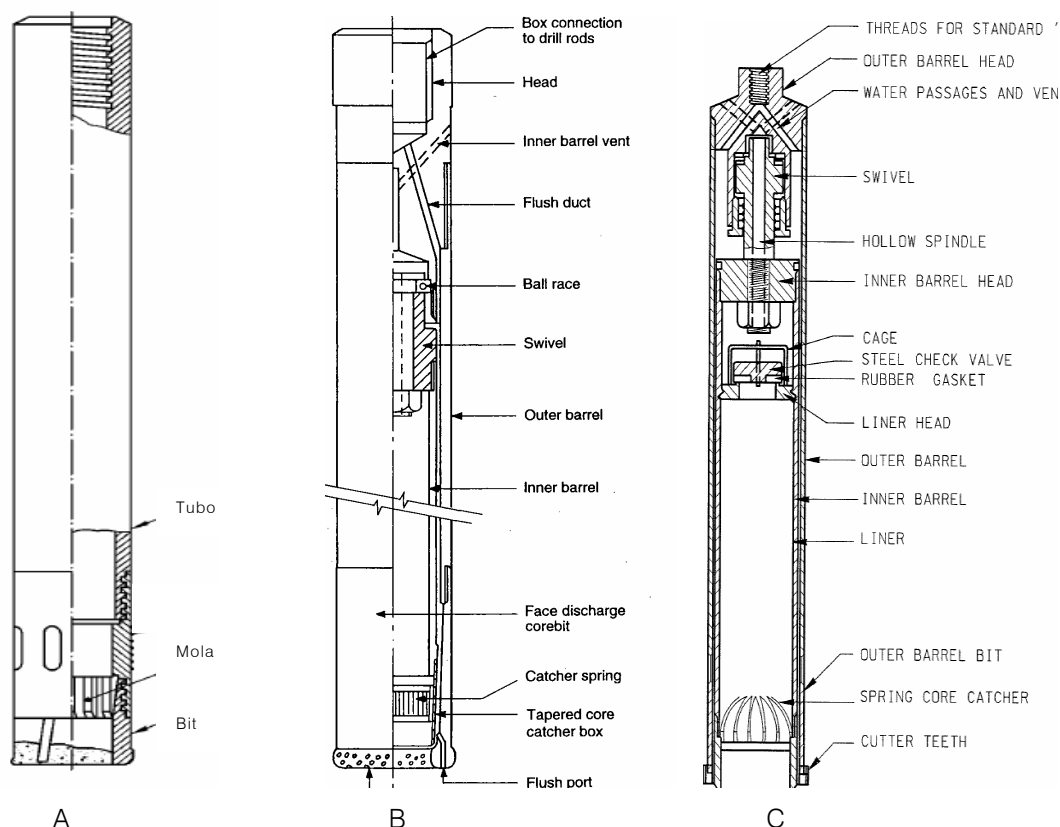


Figura 4. 11 - Amostradores de tubo simples (A), de tubo duplo (B) e de tubo triplo (C). (prEN ISO 22475-1:2003; Clayton, 1995)

Quando se atravessam formações muito brandas devem-se usar extensões ao tubo interno, a fim de diminuir o contacto do fluido de circulação com a amostra.

Para além da selecção do *bit*, do tipo de fluído de circulação e do tipo de amostrador, existem três parâmetros da técnica de perfuração que são determinantes na qualidade das amostras obtidas. São eles:

- a pressão no *bit*;
- a velocidade de rotação;
- o fluxo do fluido de circulação.

Estes três parâmetros da execução devem ser controlados continuamente, optimizando-os a cada instante, no sentido de conseguir a melhor qualidade de amostragem.

Infelizmente, é muito escassa a informação publicada relativa aos valores óptimos a usar para cada um destes parâmetros. Tal acontece, essencialmente, porque pequenas variações no equipamento, nos solos, ou mesmo na experiência do sondador podem conduzir ao uso de combinações significativamente diferentes desses parâmetros. Não é

de estranhar que, em sondagens semelhantes em formações aparentemente homogêneas, possam ser usados parâmetros diferentes para obter amostras de igual qualidade. A selecção destes parâmetros continua a ser muito dependente da experiência do sondador e da análise que a cada momento faz da progressão da sondagem.

Normalmente, interessa conseguir uma boa velocidade de penetração. Velocidades de perfuração elevadas podem levar à compressão da amostra e velocidades de penetração demasiado baixas causam erosão do furo e da amostra.

4.7 AMOSTRAGEM POR SONDAJENS ROTATIVAS COM CAROTAGEM - APLICAÇÃO NOS MATERIAIS DE COMPORTAMENTO MECÂNICO DE FRONTEIRA ENTRE SOLO E ROCHA

Os solos duros e as rochas brandas apresentam problemas de amostragem particulares. Devido à sua consistência, não são passíveis de ser amostrados pelos métodos correntes dos solos, e, devido à sua baixa resistência, obrigam a usar técnicas derivadas das técnicas convencionais de amostragem em rochas. Isto é particularmente verdade quando se pretende obter amostras das melhores classes de qualidade.

Os solos duros e as rochas brandas além de serem materiais de baixa resistência mecânica, são, geralmente, materiais fortemente estruturados, ou seja, uma parcela importante dessa resistência advém de relações estruturais estabelecidas entre os constituintes. Nos materiais sedimentares essas relações estruturais advêm, normalmente, de processos diagenéticos, dos quais, a consolidação e a cimentação são os mais frequentes. Nos materiais residuais ou saprolíticos a estrutura aparece como resquício de um *fabric* pré-existente, que foi sofrendo alterações pelos processos de meteorização.

O facto de uma parte importante da resistência destes materiais advir da sua estrutura, obriga a que na sua amostragem sejam tomadas precauções adicionais, no sentido de preservar intactas, tanto quanto possível, essas estruturas. Caso contrário perde-se significativamente, por vezes, drasticamente, a possibilidade de correlacionar o comportamento geomecânico observado nas amostras com o comportamento geomecânico do maciço.

No sentido de obviar os feitos indesejáveis do processo de amostragem com este tipo de sondagens, têm surgido alguns amostradores, especialmente projectados para o uso neste tipo de materiais. Alguns foram mesmo pensados para interagirem com o solo por forma a se adaptarem a camadas mais e menos duras.

Clayton *et al.* (1995) classifica os amostradores usados em solos duros/rochas brandas em:

1. “retracted corebarrels”;
2. “protruding corebarrels”;
3. “retractor barrels”.

Se se pretender uma tradução destes termos, tendo em conta que o que os distingue é o posicionamento do tubo interno, pode-se propor a seguinte correspondência:

1. amostradores com tubo interno recuado;
2. amostradores com tubo interno saliente;
3. amostradores com tubo interno retráctil.

Os amostradores de tubo interno recuado são, entre nós, os mais usuais. Neles se incluem os convencionais amostradores de tubo duplo e triplo. São amostradores com um tubo interno simples ou duplo, que se mantêm estacionários, suportados por um conjunto de rolamentos, enquanto o tubo externo gira accionando o *bit* (ver Figura 4. 12-a)). O fluido de circulação passa entre o tubo externo e o tubo interno e sai através das portas de descarga da face do *bit*. Para diminuir o contacto do fluido com a amostra, o tubo interno é prolongado por uma extensão que contém no interior uma mola de retenção, adaptada a cada tipo de solo, que prende a amostra dentro do tubo interno quando o amostrador é puxado para fora do furo. A amostra ao entrar no tubo interno fica protegida da erosão do fluido de circulação e do efeito torsional da rotação.

Geralmente, os convencionais amostradores de tubo duplo de grandes diâmetros são usados com grande sucesso, não só na obtenção de amostras de boa qualidade de rochas sãs, mas também, na obtenção de amostras de argilas duras ou muito duras.

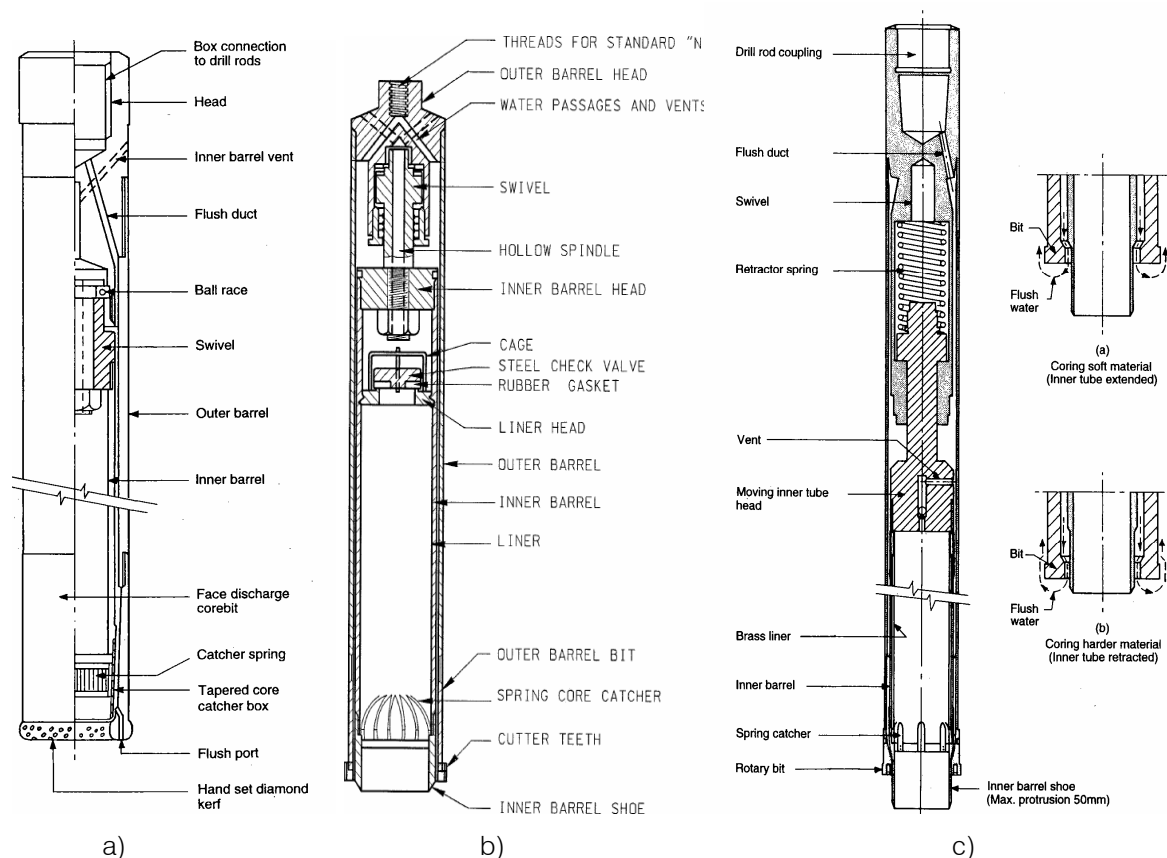


Figura 4. 12 – Amostradores rotativos:

- a) Amostrador com tubo interno recuado – amostrador convencional de tubo duplo
- b) Amostrador com tubo interno saliente - amostrador Denison
- c) Amostrador com tubo interno retrátil - amostrador Mazier

(Cayton *et al.*, 1995)

Os amostradores rotativos convencionais tendem a ter uma área de corte (“area ratio”) e uma folga entre a amostra e o tubo amostrador (“inside clearance”) maiores que os tubos amostradores de cravação. A primeira traduz-se numa vantagem, já que um dos problemas, quando se perfuram formações mais brandas, é manter uma baixa pressão entre o *bit* e a rocha, por forma a evitar a fracturação ou o deslocamento do material abaixo do *bit*. No entanto, a folga entre a amostra e o tubo interno pode ser uma séria desvantagem. Como a amostra não se encontra lateralmente suportada pelo tubo interno, os efeitos das vibrações podem danificar a amostra. Por outro lado, as amostras de argilas, de margas e de calcários margosos podem sofrer expansões significativas, principalmente quando se usa água como fluido de circulação.

Como já foi mencionado, equipamentos de perfuração com maiores cursos de movimento reduzem a perturbação das amostras. Amostradores curtos (com 1 a 1,5 m de

comprimento) de grande diâmetro são preferíveis a amostradores longos e finos, por serem menores os efeitos das vibrações e da descompressão.

O uso de “liners” de plástico rígido ou flexível ajuda a reduzir os efeitos do fluido de circulação e diminui muito a possibilidade de estragar a amostra quando esta é extraída do amostrador. Reduz a folga entre a amostra e o tubo interno e a sua superfície lisa permite a fácil entrada da amostra.

Para tentar reduzir os efeitos erosivos e amolecedores do fluido de circulação e diminuir os momentos de torção aplicados às amostras, surgiram os amostradores de tubo interno saliente (figura 4.12 b). Como uma das principais dificuldades dos amostradores de tubo saliente consiste na pré-selecção do tamanho da saliência, surgiram os amostradores de tubo interno retráctil (figura 4.12 c), nos quais a extensão do tubo interno é gerida por uma mola, função da maior ou menor dureza das camadas perfuradas.

Estes dois tipos de amostradores, cujo funcionamento se percebe facilmente, apresentam como principal desvantagem o facto de a parte saliente do tubo interno ser muito susceptível a estragos, o que pode traduzir-se em sérios prejuízos na qualidade das amostras. Daí que a tendência tem sido para preterir estas configurações em favor da clássica configuração de tubo recuado, introduzindo-lhe algumas alterações, no sentido de a adaptar melhor à perfuração de materiais mais brandos. Em Portugal, tanto quanto é dado conhecer, tem sido esse o caminho seguido.

Num estudo realizado em argilas duras e muito duras da “formação Tóquio”, Seko e Tobe (1977) compararam a qualidade das amostras obtidas com sete amostradores diferentes e obtiveram os resultados referidos no Quadro IV. VII. Nesse estudo, todas as sondagens rotativas foram realizadas usando lama como fluido de circulação.

Também Iwasaki *et al.* (1977) concluíram que, com o amostrador de tubo duplo convencional, usando um *bit* de descarga frontal, uma mola de retenção, um estabilizador do tubo interno e reduzindo a folga entre a amostra e o tubo interno (*inside clearance*) para 1,4% (menos 1% que o habitual em rochas sãs) obtêm-se, em argilas de resistência não drenada ao corte entre 150 e 200 kPa, melhores resultados que os obtidos com o amostrador Denison (amostrador de tubo triplo com tubo interno saliente - Figura 4. 12b)).

A principal desvantagem do uso dos amostradores rotativos de tubo duplo na amostragem de solos duros ou de rochas brandas, tem a ver com a considerável experiência e habilidade exigidas ao sondador.

Quadro IV. VII – Comparação da qualidade das amostras das argilas de Tóquio obtidas com diferentes tipos de amostradores (Seko e Tobe, 1977)

Tipo de amostrador	Diâmetro amostra (mm)	Qualidade relativa das amostras*
Amostrador com tubo interno recuado - Amostrador convencional de tubo duplo com <i>bit</i> de tungsténio	60	Melhor
Amostrador com tubo interno saliente - Amostrador Denison	70-80	Intermédia
Amostrador com tubo interno saliente - Amostrador Denison em sistema <i>wireline</i>		Intermédia
Amostrador de tubo interno retráctil, com mola de retenção		Intermédia
Amostrador de tubo interno retráctil, sem mola de retenção		Pior
Amostrador de tubo simples		Imprópria
Amostrador de paredes finas, de cravação à percussão		Imprópria

*qualidade baseada na resistência à compressão simples e no módulo longitudinal de elasticidade.

A adaptação das sondagens rotativas com carotagem, inicialmente vocacionadas para a amostragem de rochas sãs, à amostragem de solos duros e de rochas brandas tem conduzido a alguns desenvolvimentos nos equipamentos e nas técnicas de execução. No que diz respeito aos equipamentos, é fundamental uma criteriosa escolha do comprimento, de diâmetro e do tipo do amostrador, do tipo de *bit*, do fluido de circulação e do curso da máquina de sondagem. Quanto à técnica de execução, neste tipo de materiais adquire particular importância a pressão no *bit*, a velocidade de rotação, a velocidade e o caudal do fluido e a velocidade da perfuração.

Quando de camadas de argilas duras ou muito duras, de argilitos, de margas ou de outras rochas brandas se pretende obter amostras “indeformadas” (da classe de qualidade 1) o mais indicado é usar sondagens “wireline” com lamas de bentonite ou de polímeros com agentes anti-expansão, ou, em alternativa, usar amostradores convencionais de tubos duplos ou triplos e lamas de bentonite ou de polímeros. Na amostragem de granito decomposto Clayton *et al.* (1995) recomendam o uso de amostradores do tipo retráctil (Treifus ou Mazier).

O método convencional de amostragem por sondagem rotativa com carotagem pode revelar-se inadequado para obter amostras de alta qualidade em rochas brandas. A

perturbação das amostras, assim obtidas, pode ser substancialmente reduzida tomando algumas medidas para prevenir a rotação do tubo interno do amostrador e, conseqüentemente, a torção da amostra. Ocorre rotação da amostra quando o eixo de rotação e o eixo do amostrador não são co-axiais. Isso acontece, particularmente, quando o comprimento das hastes de sondagem e do furo é grande, sendo maior a tendência para desalinhamentos. Deste movimento de torção resultam fracturas laterais transversais nas amostras.

Os efeitos da perturbação nas amostras de rocha branda é, geralmente, muito mais sério na rigidez a baixas deformações que na resistência à compressão. Portanto, os efeitos da perturbação podem não ser notados nos resultados da compressão simples ou nos ensaios de compressão triaxial com medição externa das deformações axiais. É necessário usar medições locais, precisas e rigorosas das deformações para analisar detalhadamente a perturbação das amostras acima referida. Quando se usam medições axiais externas, as diferenças das relações tensão-deformação obtidas em amostras perturbadas e em amostras de alta qualidade é muito menos discernível. Esta é uma das razões porque a perturbação das amostras obtidas por sondagens rotativas com carotagem em rochas brandas tem sido por vezes subestimada.

Os parâmetros elásticos obtidos a partir de ensaios triaxiais apropriados, usando amostras de rochas brandas de alta qualidade, são, no geral, muito próximos dos obtidos no campo através de prospecção geofísica.

Cada vez mais a opção para a amostragem de solos duros recai no uso das sondagens rotativas. De facto, actualmente, existe uma melhor percepção das perturbações introduzidas nas amostras de argila dura, pelos métodos de amostragem que recorrem a tubos amostradores. Isso deve-se, em parte, aos avanços que se têm verificado na amostragem deste tipo de materiais, com recurso a amostradores rotativos. Os desenvolvimentos mais relevantes para a melhoria da qualidade das amostras assim obtidas incluem (Hight, 2000):

- o introdução de “liners” de PVC em configurações de tubo amostrador triplo;
- o adopção de sistemas de sondagem “wireline” de grandes diâmetros;
- o introdução de novos fluidos de circulação, incluindo as lamas de polímeros bio degradáveis;
- o adopção de novas especificações para o manuseamento das carotes.

Os amostradores “wireline” têm a vantagem de poderem ser retirados sem levantar o trem de sonda, diminuindo a perturbação no fundo do furo. Ao contrário do que acontece no sistema convencional, na técnica “wireline”, devido à necessidade de o tubo interno do amostrador passar através das hastes, o diâmetro externo destas é sensivelmente igual ao diâmetro do *bit*. Como tal, o diâmetro das hastes é praticamente o diâmetro do furo, o que faz com que seja dispensável o uso de tubos de revestimento, e ainda mais importante, o que reduz a vibração do trem de sonda, gerando um corte mais regular. A técnica “wireline”, associada a lamas de polímeros, tem sido frequentemente usada nas formações Eocénicas de argilas duras da área de Londres (Clayton *et al.*, 1995).

As vantagens do sistema “wireline” relativamente à solução de hastes e amostradores convencionais prendem-se com os seguintes aspectos:

- o não é necessário retirar as hastes do furo para retirar a parte interna do amostrador. A parte interna do amostrador, com amostra no interior é “pescada” por um sistema de engate rápido, suspenso por um cabo de aço, que circula por dentro das hastes (ver Figura 4. 13);
- o a estabilidade do trem de sonda aumenta, diminuindo a vibração e o risco de encravamento do amostrador.
- o não é necessário revestimento para a estabilização do furo, visto que o diâmetro das hastes é praticamente o diâmetro do furo. Assim o desmoronamento das paredes do furo é largamente eliminado;
- o o volume e a velocidade do fluido de circulação são reduzidos, reduzindo, por consequência, o potencial de erosão da amostra e das paredes do furo;

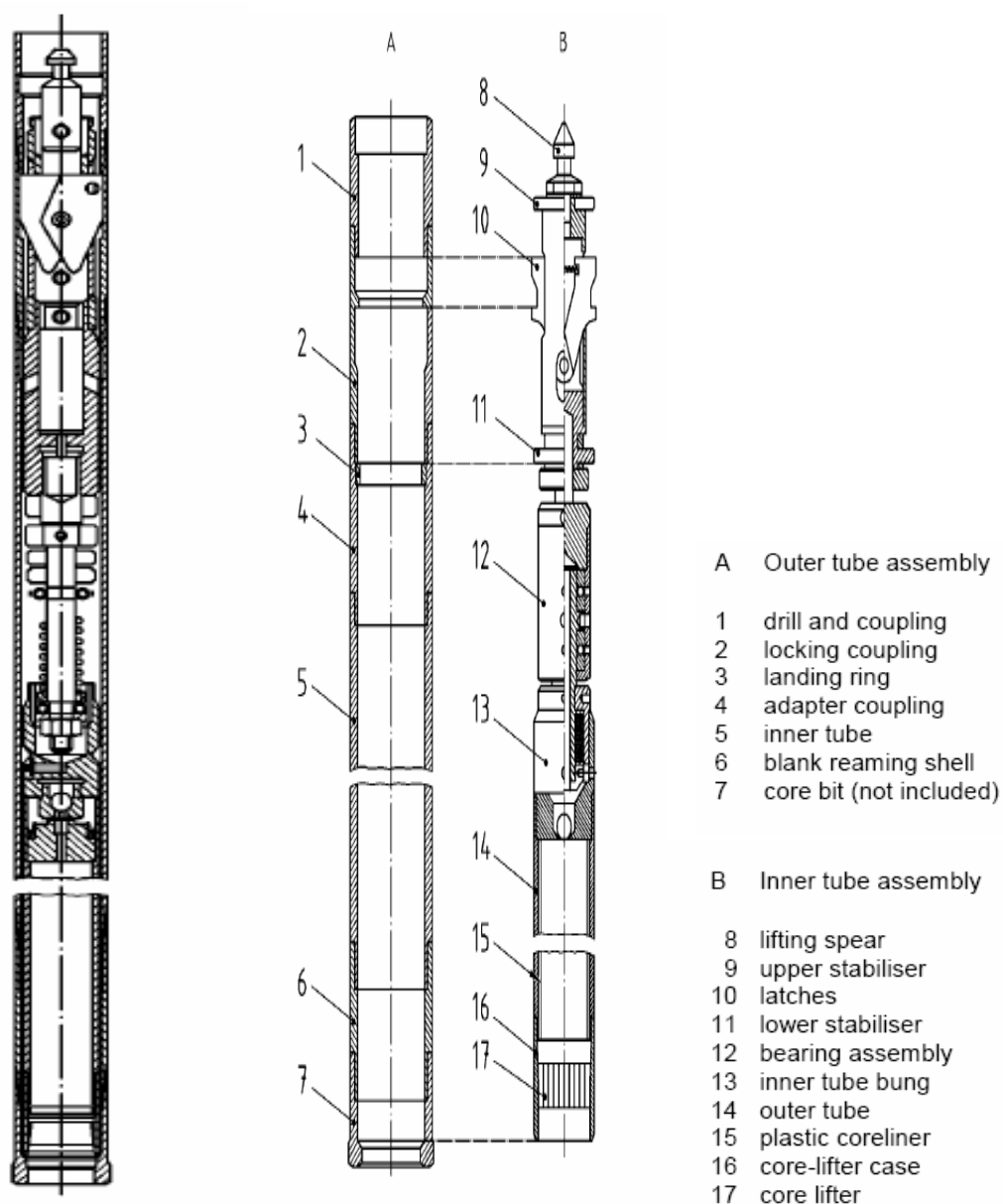


Figura 4. 13 – Amostrador para sistema “wireline”
(prEN ISO 22475-1:2003)

Tal como foi dito para as sondagens rotativas com carotagem no geral, também, o sucesso da aplicação desta técnica de amostragem aos solos duros, depende em grande medida da experiência do executante. Hight (1996) apresenta um caso de insucesso na amostragem da “London Clay” apenas devido à substituição do polímero utilizado na preparação das lamas.

Na amostragem de argilas duras adquirem particular importância, na qualidade das amostras obtidas, factores como:

- o geometria do *bit* (coroas com a superfície em degrau e descarga frontal são geralmente mais indicadas para as formações mais brandas);
- o material das coroas (geralmente, as coroas de carbureto de tungsténio têm bom desempenho nas argilas duras);
- o fluido de circulação (água, bentonite ou polímero), dependendo do método de perfuração, da dimensão dos *cuttings* e do potencial de expansão da argila;
- o velocidade de perfuração (em muito dependente da experiência do sondador), a qual pode variar significativamente em formações aparentemente semelhantes; velocidades elevadas podem comprimir a amostra, velocidades baixas provocam sobre escavação do furo e erosão da amostra e facilitam a expansão da amostra;
- o tempo de contacto entre o fluido de circulação e as amostras;
- o o uso de “liner” (tipo, rigidez e folga entre o diâmetro do *bit* e do “liner”);
- o rigidez do trem de sonda (o sistema “wireline” tem uma rigidez muito maior que o sistema convencional).

4.8. EFEITOS DA PERTURBAÇÃO DAS AMOSTRAS NAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS

As perturbações introduzidas durante o processo de amostragem reflectem-se principalmente na resistência ao corte, na rigidez e na compressibilidade do solo.

A perturbação das amostras, particularmente quando se usam tubos amostradores de cravação, tem, geralmente, um efeito de redução significativa da resistência ao corte dos solos, a maior parte dos quais se apresentam estruturados e mais ou menos sobreconsolidados. O corte das ligações entre as partículas do solo durante a amostragem leva à sua progressiva destruturação. Na Figura 4. 14 vê-se como a qualidade da amostragem influencia a resistência ao corte não drenada numa argila naturalmente ligeiramente sobreconsolidada e estruturada (Clayton *et al.*, 1992). Verificou-se, neste caso, que o aumento da perturbação conduz a um aumento da pressão intersticial durante o corte, e a uma conseqüente redução da resistência ao corte.

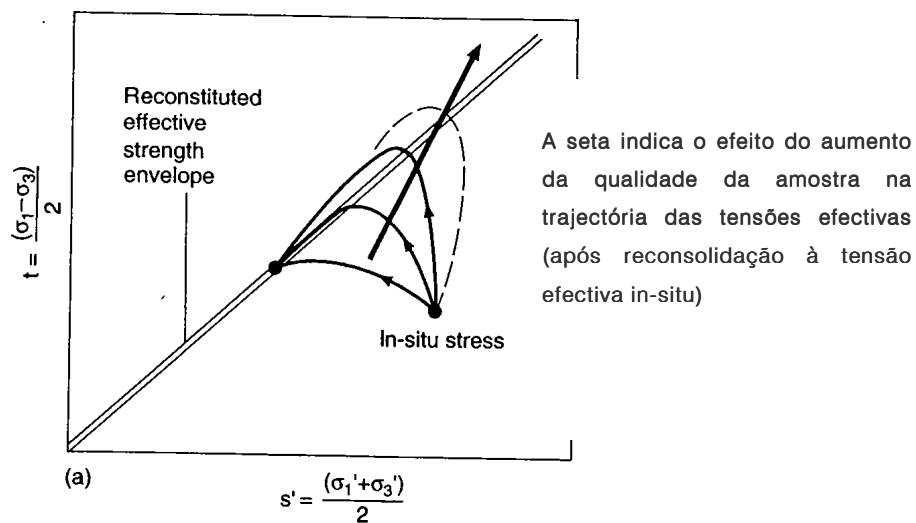


Figura 4. 14 – Efeito da perturbação na trajetória de tensões e na resistência, durante a compressão triaxial não drenada de uma argila ligeiramente sobreconsolidada e estruturada (Clayton, 1995)

Num estudo da influência dos métodos de amostragem, Seko e Tobe (1977) mediram a resistência à compressão simples em função da profundidade de amostras de argilas duras siltosas e arenosas, retiradas da “formação Tóquio” através de diferentes técnicas de amostragem. Na Figura 4. 15 pode ver-se a grande variedade de resultados da resistência da argila dura de Tóquio, dependendo do método de amostragem.

Pode ver-se que as amostras obtidas com amostrador de paredes finas de cravação à percussão apresentam resistências muito mais baixas que as obtidas com amostrador de tubo duplo obtidas por sondagens rotativas com uso de lama como fluido de circulação. As sondagens rotativas com tubo amostrador simples produziram as amostras em que as resistências medidas foram as mais baixas.

Os efeitos da amostragem na compressibilidade (por exemplo em ensaios edométricos) são de avaliação muito difícil, particularmente em argilas fortemente sobreconsolidadas. O uso de medições locais da deformação em ensaios de compressão triaxial produzem dados mais realísticos da rigidez do que aqueles que se podem esperar dos ensaios de consolidação uniaxial convencionais. A Figura 4. 16 mostra a influência da perturbação no resultado de um ensaio edométrico levado a efeito numa argila estruturada ligeiramente sobreconsolidada.

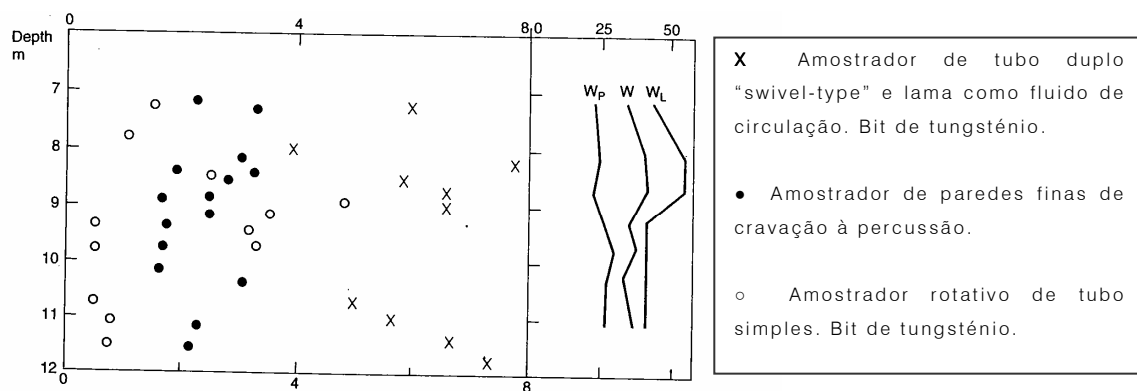


Figura 4. 15 – Variações da resistência à compressão não drenada da argila de Tóquio causadas por diferentes métodos de amostragem (Seko e Tobe, 1977).

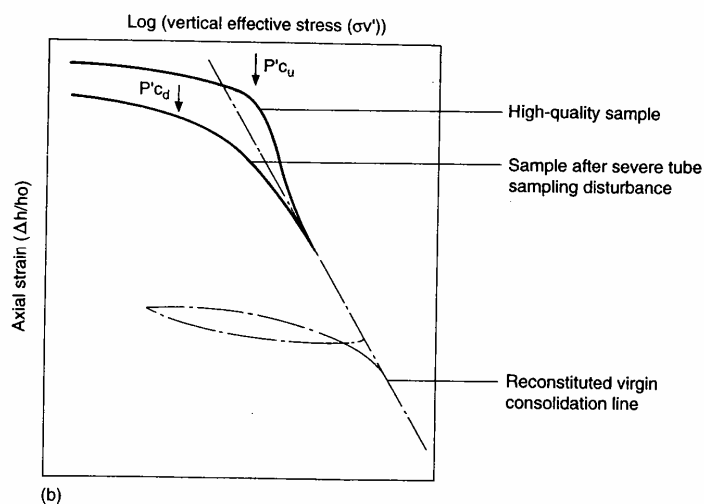


Figura 4. 16 – Compressibilidade uniaxial durante um ensaio edométrico de uma argila estruturada ligeiramente sobreconsolidada (Clayton *et al.*, 1995)

É geralmente consensual que a perturbação das amostras usadas em ensaios edométricos se traduz, para uma determinada carga, numa diminuição da resistência e um aumento da consolidação. Nas argilas sobreconsolidadas, a determinação da tensão de pré-consolidação (tensão de cedência) pode ser consideravelmente afectada quando o solo esteve sujeito a perturbação considerável. A transição entre a parte de recompressão e o ramo virgem é mais incerta que nas argilas normalmente consolidadas. A transição entre os ramos torna-se mais arredondada e a história de tensões e a tensão de cedência ficam mais obscuras (Hvorslev, 1949, em Church, 2001).

Em argilas sensíveis, a perturbação da amostra aumenta o índice de compressão no estado de pré-cedência, mas diminui o índice de compressão no estado pós-cedência (Hong and Katsuda, 1998, in Church, 2001).

Como já foi referido a perturbação ocorre em todas as fases do processo de amostragem. Se a amostragem for executada cuidadosamente e com as técnicas adequadas, obviamente, que a perturbação esperada será muito menor.

Independentemente da sua magnitude, a perturbação das amostras afecta, normalmente, a resistência não drenada e a compressibilidade. Adicionalmente, a alteração química pode causar mudanças na plasticidade e na sensibilidade do solo da amostra.

Sabe-se hoje que a rigidez a baixos níveis de deformação, muito relevante em muitos dos problemas de Geotecnia, é para uma dada argila, aproximadamente, linearmente proporcional à tensão média efectiva no momento da determinação. Tal significa que alterações da tensão média efectiva, em resultado da perturbação, são directamente transpostas em variações proporcionais da rigidez. Significa ainda que, se se puder determinar a rigidez do solo "in situ" e em laboratório (nas amostras), por exemplo usando a medição da velocidade de propagação das ondas de corte (ondas S), se pode, por comparação, fazer uma avaliação objectiva da perturbação introduzida no processo de amostragem.

A discussão dos efeitos da perturbação das amostras na avaliação das propriedades geotécnicas, é necessariamente diferente para cada tipo de solo. Assim, argilas moles, argilas duras e areias apresentam perturbações típicas distintas. A cada um destes três tipos genéricos de material correspondem problemas específicos na condução dos processos de amostragem e também, consequências distintas nos comportamentos avaliados.

Seria muito interessante abordar aqui os efeitos da perturbação nos diferentes tipos de solos, especialmente os efeitos da amostragem em areias e em argilas moles. No entanto, por imperativo da vocação deste trabalho, cinge-se apenas aos solos argilosos de elevada consistência, especificamente, às argilas e aos materiais argilosos duros e muito duros. Hight (2000) e Church (2001) são dois dos mais recentes trabalhos, onde se pode ler acerca dos efeitos da perturbação no comportamento dos principais tipos de solos.

4.8.1 EFEITOS DA PERTURBAÇÃO DAS AMOSTRAS NAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE ARGILAS DURAS

4.8.1.1 AMOSTRAS OBTIDAS COM TUBOS AMOSTRADORES DE CRAVAÇÃO

Os efeitos da amostragem, com tubos de cravação, nas propriedades geotécnicas das argilas sobreconsolidadas, advêm principalmente de três factores:

- i. alteração da tensão média efectiva;
- ii. redistribuição do teor de água;
- iii. perturbação da estrutura do solo.

Geralmente, nas argilas sobreconsolidadas este tipo de amostragem conduz a um aumento da tensão média efectiva. A expressão desse aumento depende da razão entre a espessura da zona periférica da amostra afectada de cisalhamento e o volume total da amostra. Por outro lado, a espessura da zona deformada aumenta com o aumento da espessura da parede do tubo amostrador (Hight, 2000).

Os teores de água tendem a ser maiores na periferia das amostras e nas zonas de corte do que no interior.

Em tubos do mesmo diâmetro é de esperar maiores tensões efectivas nas amostras de tubos de paredes mais grossas. No entanto, surpreendentemente, apesar das diferenças nas tensões efectivas iniciais, as resistências ao corte medidas em ensaios de compressão triaxial não consolidados e não drenados são alguma vezes similares (Hight, 2000), o que sugere um efeito de compensação da perturbação de diferentes tipos de alteração nos dois tipos de amostras.

4.8.1.2. AMOSTRAS OBTIDAS EM SONDAGENS ROTATIVAS

Quando se usam sondagens rotativas na amostragem de argilas duras plásticas, há uma redução da tensão média efectiva da amostra, numa quantidade que depende do tipo de fluido de sondagem usado e do tempo do contacto da amostra com o fluido de sondagem.

A sucção inicial em amostras de sondagens rotativas é consideravelmente mais de baixa que a sucção em amostras obtidas com amostradores de paredes finas e nas amostras

obtidas com lamas consideravelmente mais baixa que nas obtidas com espuma (Hight, 2000).

A Figura 4. 17 ilustra os diferentes graus de alteração da estrutura que ocorre em amostras de sondagens rotativas e em amostras de tubos amostradores cravados numa argila finamente fracturada, na qual as fracturas, causadas por dissecação, foram posteriormente cimentadas (caso da Upper Mottled Clay, Londres).

Com base em ensaios de compressão triaxial não consolidados não drenados e consolidados isotropicamente e de corte não drenado em amostras de sondagens rotativas, identificaram-se duas envolventes de rotura (Figura 4. 17a)), uma envolvente de pico, correspondente a uma resistência não drenada que ultrapassa os 500 kPa, e uma envolvente de pós-rotura a um maior nível de deformação.

No mesmo trabalho, de Hight e Jardine (1993) realizaram-se ensaios equivalentes em amostras do mesmo material obtidas com tubos amostradores de paredes finas. As resistências não drenadas obtidas foram muito menores, inferiores a 200 kPa. A envolvente de rotura foi única (Figura 4. 17b)) e correspondia à envolvente de maior nível de deformação das amostras das sondagens rotativas.

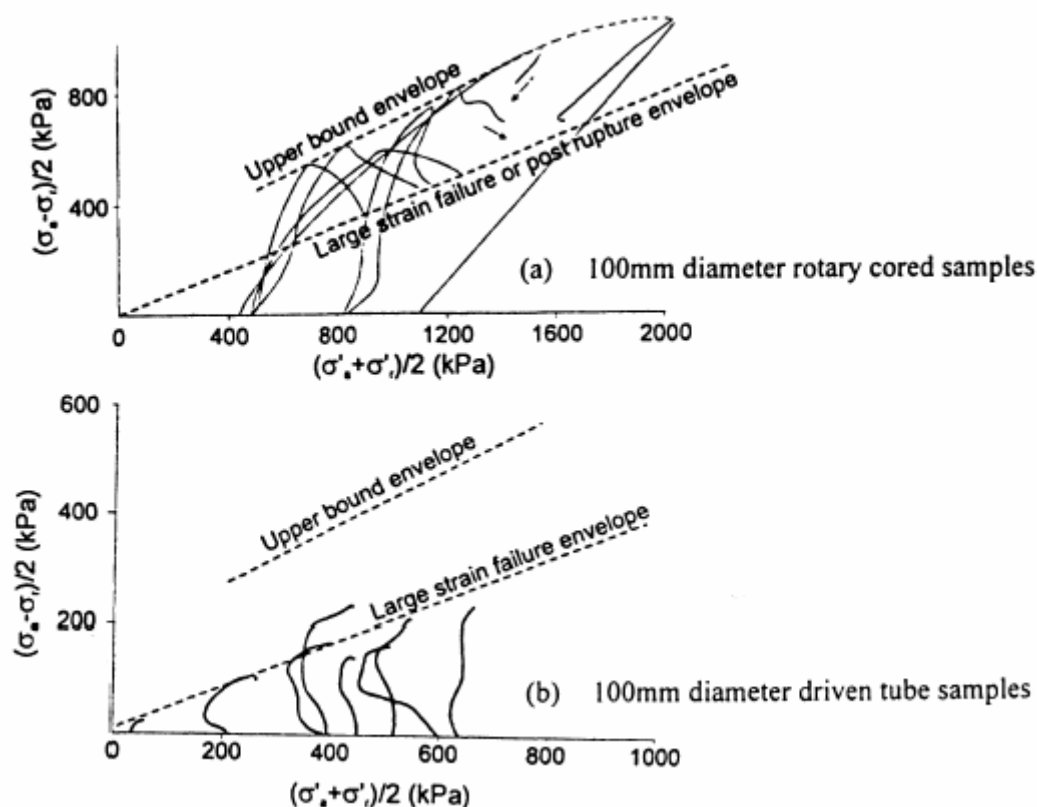


Figura 4. 17 – Trajectórias de tensões efectivas e envolventes de rotura em ensaios de compressão triaxial não drenados, em argilas duras da Upper Mottled Clay (Londres)

(a) amostra de sondagens rotativas, de 100 mm de diâmetro

(b) amostras de tubos de cravação, de 100 mm de diâmetro

(Hight e Jardine, 1993)

A conclusão evidente deste trabalho é que a perturbação infringida pela cravação dos tubos de paredes finas, remove uma parcela significativa da resistência, nomeadamente, das fissuras cimentadas, e causa uma maior subestimação da resistência *in situ*.

Apesar deste tipo de perturbação poder aparecer devido à expansão, as amostras de argilas duras e muito duras, obtidas por sondagens rotativas, têm uma perturbação consideravelmente menor que as amostras obtidas com amostradores de cravação.

A destruição da estrutura do solo manifesta-se por um abaixamento da envolvente de rotura, e a quantidade desse abaixamento aumenta com o aumento do nível de perturbação, isto é, dos blocos para as amostras de sondagens rotativas e das amostras de tubos amostradores de paredes grossas para as amostras de tubos de paredes finas (ver Figura 4. 18). Ao mesmo tempo, a tensão média efectiva aumenta nas amostras de

tubos amostradores, sendo o aumento maior nos tubos de paredes grossas, e diminui nas amostras de sondagens rotativas. No entanto, para estes três tipos de amostras, devido às diferentes trajectórias de tensão seguidas pelos materiais durante o corte não drenado, o efeito final dos diferentes tipos de amostragem, na resistência em ensaios de compressão triaxial não consolidados e não drenados é similar, apesar dos muito diferentes níveis de perturbação (Hight,2000).

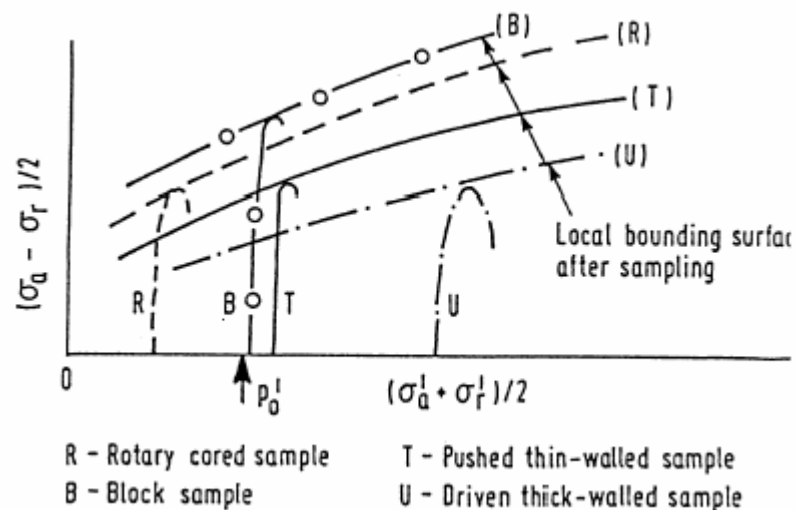


Figura 4. 18 – Efeitos dos diferentes tipos de amostragem em argilas duras plásticas (Hight,2000)

Da combinação de resultados de ensaios não consolidados não drenados, consolidados isotropicamente e não drenados e consolidados anisotropicamente e não drenados realizados em amostras de sondagens rotativas da London Clay colhidas a diferentes profundidades, Hight e Jardine (1993) constataram que estas argilas exibem uma família de envolventes de rotura (superfícies fronteira), que se expande com a profundidade, reflectindo o aumento da litificação e da cimentação.

4.9 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DAS AMOSTRAS

A avaliação objectiva da qualidade das amostras, como facilmente se percebe, não é tarefa fácil. Conforme foi dito na introdução a este capítulo, nos últimos anos tem sido dada particular atenção à avaliação da qualidade das amostras. No entanto, há ainda um grande caminho a percorrer até se poderem considerar as metodologias propostas totalmente satisfatórias.

Os métodos de avaliação da qualidade das amostras, ou seja, do nível de perturbação que têm sido propostos baseiam-se, principalmente, na:

- i. inspecção visual da amostra e do seu *fabric*;
- ii. medição das deformações durante a reconsolidação;
- iii. comparação dos módulos de distorção dinâmicos (G_{\max}), através da medição das velocidades de propagação das ondas de corte em laboratório e no campo.

⊙ Inspeção visual da amostra e do fabric

Embora apenas as perturbações mais grosseiras possam ser detectadas numa inspecção visual, esta avaliação é muito importante, pois com ela podem-se detectar perturbações na forma e no *fabric* que indiciem outras perturbações menos evidentes, mas, porventura, não menos importantes. Por exemplo, se uma carote obtida por sondagem rotativa apresentar fracturas recentes, que se atribuam ao processo de perfuração, é de suspeitar da existência de torção de toda a massa de amostra, mesmo que tal não seja visível, possivelmente, devido a uma excentricidade do movimento do amostrador.

A distorção periférica e a compressão, muito frequentes nas amostras obtidas com amostradores de cravação, podem ser detectáveis pela inspecção ao *fabric* da amostra. Nas amostras de sondagens rotativas, dependendo da extensão, são detectáveis perturbações, tais como a erosão da amostra, a contaminação com lama de sondagem ou zonas humedecidas pelo fluido de circulação, a compressão ou a descompressão da estrutura ou fracturas induzidas.

Em amostras carotadas, um indicador da perturbação do *fabric* do solo é o índice de recuperação. Uma razão de recuperação de 1, teoricamente, indica baixa ou nula perturbação da estrutura. No entanto, recuperações de 100% não garantem que não possam ter ocorrido variações na estrutura ou na densidade do solo.

⊙ Medição das deformações durante a reconsolidação

A avaliação da perturbação com base na medição das deformações durante a reconsolidação, baseia-se no facto de, na reconsolidação das amostras até à tensão *in situ*, as deformações registadas dependerem da redução da tensão efectiva registada

durante o processo de amostragem e da extensão da destruturação. O valor absoluto da deformação depende da trajectória de reconsolidação seguida e da compressibilidade do solo. Para ter em conta este facto, Lunne *et al.* (1997) propôs expressar a deformação em termos de $\Delta e/e_0$, onde Δe é a variação de índice de vazios e e_0 é o índice de vazios inicial.

⊙ Comparação dos módulos de distorção dinâmicos (G_{\max})

Como já se referiu a rigidez é uma das propriedades mais sensíveis à perturbação. Assim, pode adoptar-se a comparação da velocidade das ondas de corte, V_s (ou seja, o módulo de distorção a baixas deformações, G_{\max}) em laboratório e no campo como medida da perturbação mecânica da amostra.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.1)$$

onde, G é módulo de distorção e ρ é a massa volúmica.

Nas argilas, o desenvolvimento de estruturas a tensão constante é acompanhado por um aumento da velocidade das ondas S e a destruturação durante a amostragem traduz-se numa redução dessa mesma velocidade de propagação.

Para a comparação ser válida é necessário que as amostras de laboratório sejam representativas em termos de *fabric*, descontinuidade, etc. Tem de ser reposto o estado de tensão *in situ*, devido à dependência da velocidade V_s do estado de tensão e do índice de vazios. As medições das velocidades V_s em laboratório devem ser executadas com a mesma direcção de propagação usada no campo, com o mesmo plano de polarização e com a mesma frequência.

A medição das velocidades das ondas S no campo pode ser executada com recurso a cone sísmico ou ao ensaio sísmico “cross-hole”. Em laboratório as medições são geralmente realizadas com “bender elements” ou com coluna ressonante.

4.10 RESUMO DO PROCESSO DE AMOSTRAGEM USADO

O trabalho experimental em que se baseou esta dissertação foi realizado, fundamentalmente, em duas campanhas de prospecção, que decorreram com um intervalo de dois anos.

Uma primeira, realizada em Março de 1999, foi vocacionada para a obtenção de amostras para suporte do trabalho laboratorial, de preferência amostras “indeformadas”, e para a caracterização litológica de três *sites* inicialmente escolhidos (S1, S2 e S3). Nesta campanha o objectivo foi a amostragem em continuo dos três perfis, e a obtenção de amostras com a melhor qualidade possível.

A segunda campanha, realizada em Março de 2001, teve como principal objectivo a execução de ensaios *in situ* para a caracterização mecânica dos maciços. Nesta segunda campanha foram estudados três *sites*. Mantiveram-se os *sites* S1 e S3 da primeira campanha, abandonou-se o *site* S2 e introduziu-se um novo *site* S4.

A não realização da segunda campanha no *site* S2 teve a ver com a relativa proximidade ao *site* S1, com a relativa semelhança da formação AAIV, nos dois *sites* e, fundamentalmente, porque no *site* S2 a formação AAIV ocorre mais profunda, coberta por uma espessa camada (dois metros) de cascalheira grosseira (com clastos que excedem os 100 mm de diâmetro), formando a base da cobertura Quaternária, que no local atinge cerca de seis metros de espessura, o que dificultaria e oneraria a execução dos ensaios *in situ* pretendidos.

Neste capítulo vamos apenas referir-nos à campanha que teve como primeiro objectivo a amostragem, ou seja a primeira, os trabalhos da segunda serão apresentados no capítulo onde serão tratados os ensaios *in situ* (capítulo 7).

4.10.1 LOCALIZAÇÃO DA AMOSTRAGEM.

Os três locais de investigação escolhidos na primeira campanha situam-se no Sector Central da bacia. Os *sites* S1 (Universidade) e S2 (Vilar) ficam bem no miolo deste sector e o *site* S3 (Quinta do Fandango) está localizado no limite norte desse sector (Figura 4.19).

Na escolha destes *sites* foi determinante, o facto de serem locais onde já anteriormente se tinham realizado algumas amostragens exploratórias de baixa qualidade, para além de serem locais já anteriormente alvos de estudos litoestratigráficos (Teixeira e Zbyszewski, 1976; Barbosa, 1985), sedimentológicos (Bernardes, 1986) e mineralógicos (Rocha, 1993) e, como tal, com o perfil genericamente conhecido.

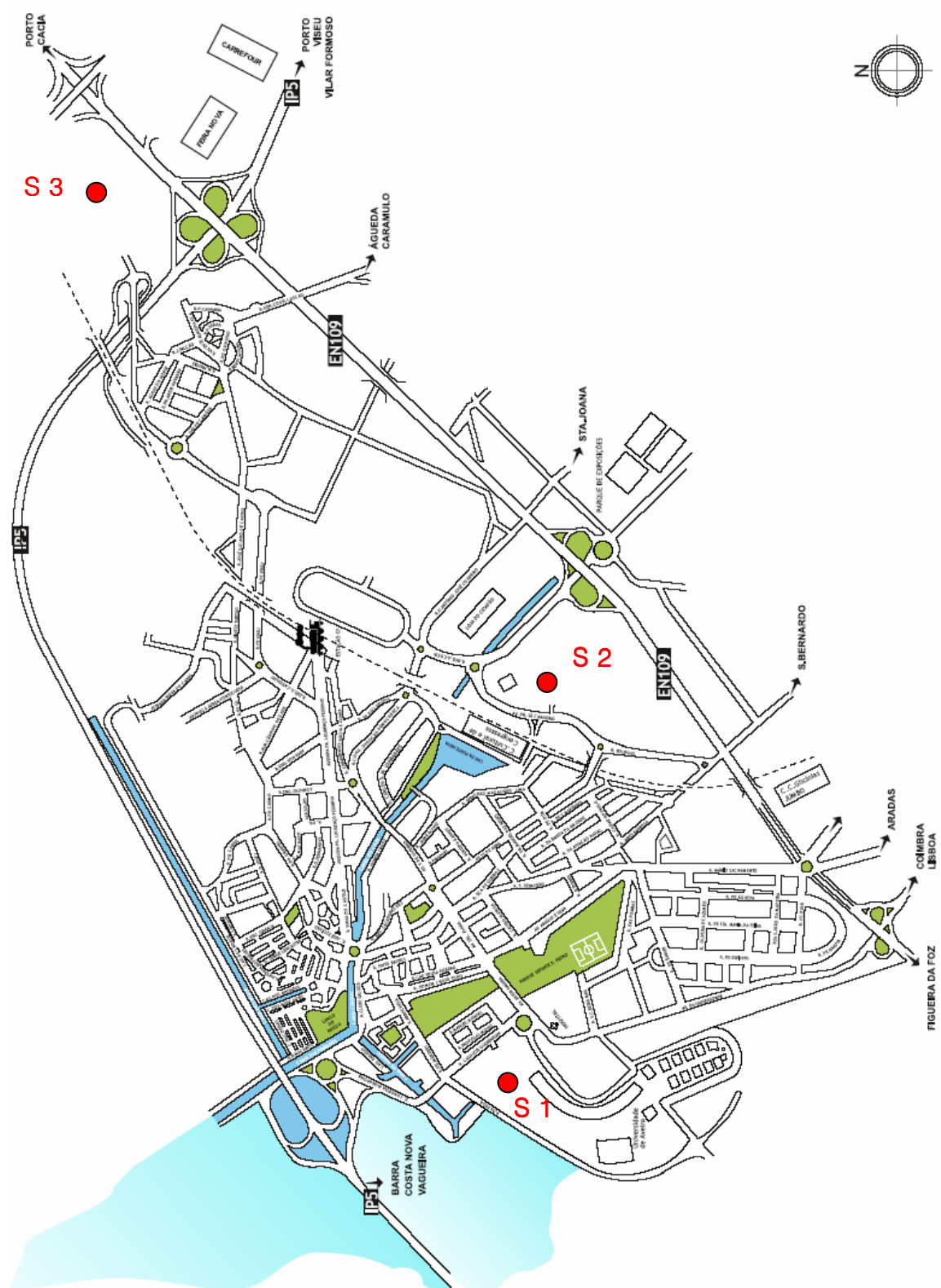


Figura 4. 19 – Localização dos três *sites* inicialmente estudados.

4.10.1.1. SITE S1 (UNIVERSIDADE).

O local S1 fica dentro do campus universitário, junto ao pavilhão 1 (Figura 4. 20), no limite oeste da plataforma natural onde estão implantados os edifícios mais antigos da Universidade. Neste local, antes da campanha, foi feito um furo exploratório com sonda rotativa ligeira e amostrador de pequeno diâmetro (66 mm), que deu indicações sobre a espessura da cobertura Quaternária e sobre a natureza da formação geológica AAIV no local.



Figura 4. 20 – Fotografia aérea da área envolvente ao Site 1

4.10.1.2. SITE S2 (VILAR).

O local S2 situa-se na localidade de Vilar (Figura 4. 21), junto de uma antiga exploração de argila para cerâmica, entre a Estrada Nacional 109 e a Linha de Caminho de Ferro (linha do Norte).

Na exploração abandonada, agora parcialmente aterrada, é visível o perfil litológico da primeira dezena de metros. Numa primeira fase dos trabalhos, foram colhidas no talude do

barreiro algumas amostras, sob a forma de blocos e de amostras remexidas, que serviram para uma caracterização física e mineralógica prévia do local.

Este local tinha já sido objecto de estudos, sob os pontos de vista da sedimentologia, estratigrafia, mineralogia e interesse cerâmico (Teixeira & Zbyszewski, 1976; Barbosa, 1985; Bernardes, 1986; Rocha, 1993, entre outros). No entanto, como se verá mais adiante, apesar da sondagem para a amostragem ter sido realizada a umas escassas dezenas de metros, o perfil revelou-se algo diferente, particularmente, na espessura dos materiais da cobertura Quaternária, que no barreiro é praticamente inexistente, e umas dezenas de metros ao lado, no local do *site*, atinge espessura de cerca de sete metros. Isso tem a ver com o facto, já anteriormente referido, dos terrenos do topo do Cretácio estarem ravinados por fortes acções erosivas com sulcos preenchidos com sedimentos de idade posterior e, realça a importância de uma localização precisa dos trabalhos de prospecção geotécnica. Efectivamente, existem variações laterais abruptas, fruto desse paleo-relevo que não devem ser esquecidas.



Figura 4. 21 – Fotografia aérea da área envolvente do Site 2

4.10.1.3. *SITE* S3 (QUINTA DO FANDANGO)

O local S3 fica em Esgueira na Quinta do Fandango, próximo da carreira de tiro e da Quinta do Olho de Água (Figura 4.22). No local do *site* foi posteriormente instalada uma urbanização.

Este local situa-se no limite norte do Sector Central (ou no limite sul do Sector Litoral Norte). Efectivamente, dadas as características peculiares do local é discutível a inclusão em qualquer um dos dois sectores.



Figura 4. 22 – Fotografia aérea da área envolvente do *Site* 3

As características particulares do local, sob os pontos de vista, litológico, estratigráfico, sedimentológico e mineralógico, fazem com que sejam muitas as referências bibliográficas ao local (Teixeira & Zbyszewski, 1976; Barbosa, 1985; Bernardes, 1986; Rocha, 1993, entre outros).

4.10.2 EQUIPAMENTOS

Nesta campanha de amostragem foi usada uma máquina de sondagens Atlas Copco do modelo Mustang A-32. Trata-se de uma máquina de grande porte, montada sobre lagartas, capaz de executar furos de largo diâmetro e a grande profundidade com elevada estabilidade e precisão. A sua cabeça de rotação de accionamento hidráulico permite o controlo contínuo da velocidade de rotação e da força no trem de sonda. O fluido de circulação é bombeado a caudal regulável por turbina acoplada à máquina. Possui um mastro reclinável de 5 metros de comprimento que permite executar troços de 3 metros de perfuração continuamente. Tem também um guincho que serve para levantar o trem de sonda e para executar ensaios dinâmicos SPT (Ver Figura 4. 23).



Figura 4. 23 – Máquina de sondagens usada na prospecção.

Foi usado um amostrador de triplo tubo (Double tube swivel type Corebarrel T6 + Liner) com três metros de comprimento e com o tubo interior em PVC semi-rígido transparente (amostrador Triplex da Tecso, SA), em sistema de sondagem convencional (ver Figura 4. 24). As características geométricas do amostrador estão resumidas no Quadro IV.VIII.

Quadro IV. VIII – Características geométricas do amostrador.

Modelo	Ø Exterior (mm)	Ø Interior (s/ liner) (mm)	Ø Externo do liner (mm)	Ø Interno do liner (mm)	Ø da amostra
T6-101 Triplex	101.00	81.00	80.50	78.50	76.00

No sentido de minimizar o contacto da amostra com o fluido de circulação usou-se uma extensão ao tubo interno, que remata o “liner” e facilita a sua extracção depois da carotagem.

Foi usado um *bit* (coroa) tipo GTS (Geotechnical saw-tooth carbide set) com descarga frontal do fluido de circulação, indicado pela prEN ISO 22475-1:2003 para formações brandas ou de dureza média e baixa abrasividade (argilas, gesso, tufos vulcânicos, argilitos, arenitos brandos, margas, ardósias, calcários brandos ou médios e xistos brandos).



Figura 4. 24 – Sequência de operações para a montagem do tubo amostrador

Nas sondagens S1 e S2 usou-se água como fluido de circulação, enquanto que, na sondagem S3 foi utilizada uma lama sintética (água mais polímero sintético comercial biodegradável).

Da equipa de sondagens fizeram parte três sondadores experientes (um operador da máquina e dois auxiliares) e um engenheiro geólogo com elevada experiência na execução de sondagens, interpretação e registo dos dados de campo essenciais à elaboração dos *logs* das sondagens. Obviamente, o autor, acompanhou “*in situ*” e continuamente, a execução de toda a campanha de prospecção.

Conforme se pode constatar, fazendo o enquadramento dos equipamentos e das técnicas usadas na prEN ISO 22475-1:2003 (ver quadro IV.III), a categoria de amostragem usada foi a categoria A. Os métodos da categoria A permitem a obtenção de amostras de qualidade das classes 1 a 5 (ver Quadro IV.II - classes de qualidade das amostras de solo para ensaios de laboratório, de acordo com prEN 1997-2.).

Amostras das classes de qualidade 1 e 2 apenas podem ser obtidas usando métodos de amostragem da categoria A. Trata-se de amostras intactas ou só com ligeira perturbação da estrutura do solo. O teor de água e o índice de vazios do solo corresponde ao do estado *in situ*, os constituintes e a composição química do solo mantêm-se inalterados. Circunstâncias particulares, geológicas ou operacionais podem fazer com que se obtenham amostras das classes de qualidade inferiores (classes 3, 4 e 5).

4.10.3 AMOSTRAGEM OBTIDA

A quantidade e a qualidade da amostragem obtida podem considerar-se muito satisfatórias. Obtiveram-se boas percentagens de recuperação (TRC - total core recovery), principalmente, nos materiais geológicos do cretácico, aqueles em que a amostragem se revestia de maior importância. Foi, no entanto, difícil determinar com exactidão qual a recuperação efectiva em cada estrato.

Normalmente, quando se trata de rochas ou solos homogéneos, o TCR é determinado pelo quociente entre o comprimento da manobra (comprimento perfurado) e o comprimento total de solo ou de rocha extraída. A utilização directa deste critério levaria, neste caso, a considerar, um único TRC para cada manobra. Ora, fruto da estratificação e a da heterogeneidade dos estratos, foi notória a existência de níveis com percentagens de

recuperação muito díspares dentro da mesma manobra, pelo que, se optou por atribuir uma classificação qualitativa da recuperação obtida em cada nível, levando em consideração a correspondência apresentada no Quadro IV.IX

Quadro IV. IX – Classificação das recuperações em cada camada de acordo com o TCR estimado

TCR (%)	Classificação da recuperação
100	Total
>80	Alta
50-80	Baixa
<50	Muito baixa
0	Nula

A qualidade das amostras obtidas, como é de esperar quando se usam métodos de amostragem da melhor categoria (categoria A da prEN ISO 22475-1:2003E), distribuiu-se por todas as classe de qualidade, predominando claramente, nos materiais do Cretácico, para os quais foi vocacionada a campanha, amostras de melhor classe de qualidade (classe 1, de acordo com a prEN 1997-2). A avaliação da qualidade das amostras teve como base as propriedades que supostamente se mantêm inalteradas, conforme consta no Quadro IV.I.

4.7.1.1. SITE S1 (UNIVERSIDADE)

Neste local a sondagem atingiu cerca de 10,5 m de profundidade, encontrando-se a formação AAIV a cerca de 3,5 m.

Os terrenos de cobertura são constituídos por sedimentos do Quaternário não consolidados formados de areias e seixos silto-argilosos de cor amarelada. Classificados no grupo SW-SM (areias com seixos, bem graduadas, com alguns finos siltosos), de acordo com a classificação unificada de solos. O horizonte orgânico no local é praticamente inexistente.

Na passagem da formação do Quaternária para a formação do Cretácico, ou seja, na base das camadas de cobertura, aparece uma camada de cascalheira grosseira com calhaus rolados. Este nível de seixos e calhaus, geralmente bem desenvolvido, caracteriza a

passagem do período Quaternário (Plio-Plistocénico) ao período Cretácico neste sector da bacia e realça a importância da lacuna estratigráfica, gerada pelo(s) episódio(s) erosivo(s), que ocorreu entre o final do Cretácico e o Plio-plistocénico. (há cerca de 67 milhões de anos) e que sulcaram a superfície de topo da formação Cretácica.

Neste local a formação AAIV apresenta-se bastante litificada, sendo dos quatro locais estudados aquele em que os estratos rochosos têm maior expressão. Para além das argilas siltosas e dos siltes inorgânicos sobreconsolidados e muito compactos, aparecem níveis de arenitos, margas e calcários dolomíticos.

Por ser o local onde a formação AAIV se encontra mais litificada foi também o local onde a qualidade da amostragem produzida foi mais elevada. Exceptuando pequenos segmentos entre manobras, em que a amostra saiu fracturada, foi possível obter a amostragem em contínuo do troço Cretácico do perfil, sob a forma de amostras indeformadas (classe 1). Cerca de 91% do troço Cretácico do perfil foi amostrado com amostras intactas. Na Figura 4. 25 pode observar-se a significativa amostragem “indeformada” obtida. Na caixa-log da sondagem os tacos horizontais representam segmentos de amostragem “indeformada”.



Figura 4. 25 – Caixa-log da sondagem e amostras intactas obtidas.

A Figura 4. 26 apresenta o perfil lito-estratigráfico do local e indica as características gerais da amostragem obtida em cada segmento. No quadro IV.X resume-se a amostragem obtida nas AAIV.

Quadro IV. X - Resumo da amostragem obtida no segmento cretácico da sondagem S1 (Universidade).

Amostras				Profundidade (m)	% de amostragem indeformada
Deformadas	Indeformadas		Classe de qualidade		
	Ref. ^a Campo	Ref. ^a lab. LNEC			
	1/S1	2827	1	3,55-3,85	91%
		2828	1	3,85-4,90	
F3/S1			2	4,90-5,35	
	2/S1	2829	1	5,35-5,90	
	3/S1	2830	1	5,90-6,45	
	4/S1	2831	1	6,45-7,15	
	5/S1	2832	1	7,15-7,80	
F4/S1			3	7,80-8,00	
	6/S1	2833	1	8,00-8,55	
	7/S1	2834	1	9,55-9,35	
	8/S1	2835	1	9,35-9,85	
	9/S1	2836	1	9,85-10,50	

Estra	Prof. (m)	Simbologia	Amostragem		Classe de qualidade (prEN 1997-2)	Recupe ração	Descrição	Classif. Unificada			
			Am. Indef.	Am. Remex							
QUATERNÁRIO (PLIO-PLISTOCÊNICO)	0.2			R1/S1 (amostra lavada pelo água de circulação)	5	Muito baixa	Areia grossa a média com seixo, amarelada.	SW-SM			
	0.4										
	0.6										
	0.8										
	1.0										
	1.2										
	1.4										
	1.6										
	1.8										
	2.0										
	2.2										
	2.4										
	2.6										
	2.8										
	3.0		R2/S1 (amostra lavada)	5		Cascalheira grosseira amarelada					
3.2											
3.4											
3.6											
CRETÁCICO (MEASTRICHTIANO)	3.8		1/S1		1	Total	Argila avermelhada	CL e ML			
	4.0						Argila amarelo-acinzentado com laivos avermelhados				
	4.2										
	4.4										
	4.6										
	4.8										
	5.0			R3/S1	2						
	5.2						Siltito/Arenito compacto com minerais esverdeados				
	5.4										
	5.6										
	5.8		2/S1		1						
	6.0										
	6.2		3/S1		1		Argila consolidada de tom verde azulado				
	6.4										
	6.6		4/S1		1						
	6.8										
	7.0										
	7.2										
	7.4		5/S1		1						
	7.6										
	7.8										
	8.0			R4/S1			3		Siltito amarelado		
	8.2		6/S1		1						
	8.4										
	8.6										
	8.8										
	9.0		7/S1		1		Argilas consolidadas esverdeadas e acinzentadas				
	9.2		8/S1		1						
9.4											
9.6											
9.8											
10.0		9/S1	1		Margas e calcários dolomíticos de cor cinza-esverdeado						
10.2											
10.4											
10.6											

Figura 4. 26 – Perfil litológico do site S1 (Universidade) e respectiva amostragem

4.7.1.2. SITE S2 (VILAR).

A sondagem realizada no *site* de Vilar atingiu cerca de 12 m de profundidade, interceptando a formação AAIV aos 5,9 m, apesar de uns metros mais para Norte esta formação ser praticamente aflorante.

Os materiais de cobertura são os característicos depósitos de terraço Quaternário, constituídos por areias silto-argilosas com seixos e calhaus rolados. O horizonte orgânico tem no local cerca de 0,5 m de espessura e é de natureza siltosa.

À semelhança do que acontece no *site* S1 (Universidade) também aqui existe uma importante camada de cascalheira grosseira na base dos depósitos do Quaternário. Neste local a camada cascalhenta é mesmo muito significativa, quer pela sua espessura (cerca de 2m), quer pela dimensão dos clastos (máxima dimensão dos recuperados igual a 80 mm) (ver figura 4.27). O atravessamento destes níveis pela sondagem revelou-se especialmente problemático. Intercalado nesta camada de cascalheira aparece um nível de argila de alta plasticidade com cerca de 0,5 m de espessura.



Figura 4. 27 – Cascalheiras grosseiras da base do Quaternário; camada entre os 4,60 e 5,90m (foto da esquerda), camada entre 6,65 e 7,00m (foto da direita).

No local a formação AAIV é bastante homogénea e muito mais branda e argilosa que no local S1. É também notória a descompressão do maciço Cretácico. A massa argilosa está visivelmente descomprimida, desagregando-se facilmente em pequenas estruturas granulares (ver fotos da Figura 4. 28). A descompressão penetra em profundidade atingindo todas as camadas amostradas, dificultando, sobremaneira, a obtenção de amostras indeformadas.



Figura 4. 28 – Fotos evidenciando a descompressão penetrativa que afecta o maciço Cretácico no local S2

Por ser um local onde a formação está muito descomprimida, foi também mais difícil a obtenção de amostras intactas, principalmente nos níveis superiores mais alterados. No entanto, conseguiu-se uma amostragem contínua do segmento Cretácico com uma percentagem significativa de amostras de boa qualidade.

Na Figura 4. 29 pode observar-se a amostragem “indeformada” obtida. Na caixa-log da sondagem os tacos horizontais representam segmentos de amostragem “indeformada”.



Figura 4. 29 – Caixa-log da sondagem e amostras intactas obtidas

A Figura 4. 30 apresenta o perfil lito-estratigráfico do local e indica as características gerais da amostragem obtida em cada segmento e no Quadro IV.XI resume-se a amostragem obtida nas AAIV.

Estra	Prof.(m)	Simbologia	Amostragem		Classe de qualidade (prEN 1997- 2)	Recupe ração	Descrição	Classif. Unificada
			Am. Indef.	Am. Remex				
QUATERNÁRIO (PLIO – PLISTOCÉNICO)	0.2	. # . ° . . . # . . . # ° . . # . . . #		R1/S2	5	Muito baixa	Terra vegetal siltosa	ML
	0.4			R2/S2 (amostra lavada pelo água de circulação)	5	Muito baixa	Areia média a fina com seixo fino e com poucos finos	SM-SW
	0.6							
	0.8							
	1.0							
	1.2							
	1.4							
	1.6							
	1.8							
	2.0							
	4.0	R3/S2 (am. lavada)						
	4.2							
	4.4							
	4.6							
	4.8							
	5.0							
	5.2							
	5.4							
	5.6							
	5.8							
	6.0	R4/S2		3		Argila castanho claro-a- amarelada com laivos vermelhos e cinzentos	CL e CH	
	6.2							
	6.4	1/S1			1			
	6.6							
	6.8	R5/S2		3		Cascalheira uniforme (Ø clastos ± 20mm)	GP	
	7.0							
7.2	R6/S2	5		Siltito compacto				
7.4								
7.6	R7/S2	4						
7.8								
8.0	R8/S2	4						
8.2								
8.4	R9/S2	4						
8.6								
8.8	3/S2	2						
9.0								
9.2	R10/S2	4						
9.4								
9.6	4/S2	2						
9.8								
10.0	5/S2	2						
10.2								
10.4	R11/S2	4						
10.6								
10.8	R12/S2	4						
11.0								
11.2	6/S2	1						
11.4								
11.6	7/S2	1						
11.8								
12.0	8/S2	1						
12.2								

Figura 4. 30 – Perfil litológico do site S2 (Vilar) e respectiva amostragem.

Quadro IV. XI – Referência das amostras obtidas no segmento Cretácico da sondagem S2 (Vilar)

Amostras				Profundidade (m)	% de amostragem indeformada
Deformadas	Indeformadas		Classe de qualidade		
	Ref. ^a Campo	Ref. ^a lab. LNEC			
F7/S2			4	7,00-7,20	74%
F8/S2			4	7,20-7,50	
	2/S2	2838	2	7,50-7,73	
F9/S2			4	7,73-8,50	
	3/S2	2839	2	8,50-8,66	
F10/S2			4	8,66-8,80	
	4/S2	2840	2	8,80-9,15	
F11/S2			4	9,15-9,21	
	5/S2	2841	2	9,21-9,40	
F12/S2			4	9,40-9,50	
	6/S2	2842	1	9,50-9,95	
	7/S2	2843	1	9,95-10,63	
	8/S2	2844	1	10,63-11,30	
	9/S2	2845	1	11,30-11,70	
	10/S2	2846	1	11,70-12,25	

4.7.1.3. SITE S3 (QUINTA DO FANDANGO)

A sondagem realizada no site S3 foi a que atingiu maior profundidade (40 m). Tal facto não se deveu à profundidade de ocorrência da formação AAIV (cerca de 8 m de profundidade), mas sim às características peculiares desta formação no local. Tentou-se, ainda que infrutiferamente, levar a sondagem até encontrar um qualquer nível litológico que fosse passível de correlação estratigráfica com os maciços adjacentes dos sectores Central ou Litoral Norte da bacia.

Efectivamente, os materiais do Cretácico que ocorrem neste local são muito distintos de todos os outros conhecidos na bacia. Predominam as areias argilosas, estratificadas, de cor cinzenta escura, de granulometria muito semelhante em todo o perfil com predomínio claro de clastos quartzosos, maduros, por vezes coloridos em tons de rosa ou amarelo (ver foto B na Figura 4.31). O comportamento mais ou menos coesivo, observado ao longo do perfil, é fruto de pequenas variações no teor de argila, já que apesar da percentagem de argila ser relativamente reduzida, normalmente inferior a 15%, por vezes inferior a 5% (foto A da Figura 4. 31), é neste perfil que ocorre a fracção argilosa com maior actividade.

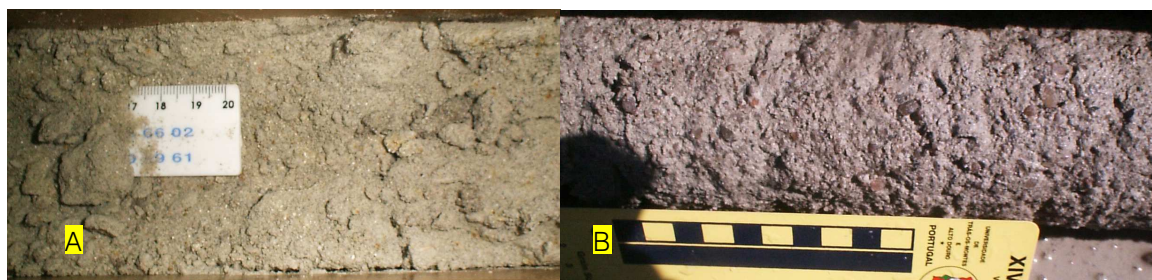


Figura 4. 31 – Materiais do Cretácico da sondagem S3. Foto A: Areia com muito baixo teor de argila (colheita a 15m de profundidade). Foto B: Areia argilosa com seixos rolados coloridos (recolhida a 30 m de profundidade)

Este local tem como principal ponto comum com os outros, o facto de também aqui os materiais do Cretácico estarem fortemente sobreconsolidados.

Também a cobertura do Quaternário apresenta aqui algumas diferenças relativamente ao que é, geralmente, observado no outros locais do sector central. Neste local distinguem-se claramente dois níveis de praia e/ou terraço, um superior, aflorante, desenvolve-se até aos 3,5 m de profundidade, constituído por areia monogranular lavada de cor clara, muito semelhante à areia das praias actuais (foto da Figura 4. 32 foto A). Na base deste nível de areia lavada aparece uma cascalheira com calhaus de apreciáveis dimensões (foto da Figura 4. 32 foto B).



Figura 4. 32– Materiais de cobertura do Quaternário. Foto A: Areia lavada de praia (0,0-3,0m de profundidade). Foto B: Cascalheira grosseira (3,0-3,5m de profundidade)

Um segundo nível, desenvolve-se entre os 4 e os 8 metros de profundidade, constituído por areia média a fina argilosa com seixo rolado médio a grosso de cor amarelada. Os dois níveis estão separados por uma camada de argila muito plástica de cor acastanhada, cuja espessura é estimada em 0,30 m.

A Figura 4. 33 apresenta o perfil lito-estratigráfico do local e indica as características gerais da amostragem obtida em cada segmento.

PROSPECÇÃO E AMOSTRAGEM

Estrat.	Prof. (m)	Simbologia	Amostragem		Classe de qualidade (prEN 1997-2)	Recuperação	Descrição	Classif. Unificada
			Am. Indef.	Am. Remex				
QUATERNÁRIO (PLIO-PLISTOCÉNICO)	0.5						
	1.0						
	1.5						
	2.0°°		R1/S3	4	Muito baixa	Areia grossa a média com seixo de granulom. crescente para a base da camada e com poucos finos. (areia de praia)	SP GP
	2.5°°						
	3.0°°°						
	3.5	-----		R2/S3	3	Baixa	Argila acastanhada	CH
	4.0°°						
	4.5°°						
	5.0°°						
	5.5°°						
	6.0°°°°		R3/S3	4	Muito baixa	Areia média a fina com alguma argila e seixo rolado médio a grosso, amarelada.	SC
	6.5°°						
CRETÁCICO	7.0°°						
	7.5°°						
	8.0						
	8.5	-----		R4/S3	3	Alta	Argila castanha amarelada	
	9.0	-----	1/S3		1	Total	Argila cinza-amarelado	CL
	9.5°°		R5/S3	4	Baixa	Argila arenosa muito friável	
	10.0°°	2/S3		1		Areia argilosa cinzenta dura	
	10.5°°	3/S3		1	Total	Areia argilosa cinzenta dura	
	11.0°°	4/S3		1			
	11.5°°						
	12.0°°				Nula	Areia argilosa cinzenta-escura muito consolidada	
	12.5°°	5/S3		1	Total		
	13.0°°	6/S3		1			
	13.5°°						
	14.0°°						
	14.5°°						
	15.0°°						
	15.5°°						
	16.0°°						
	16.5°°						
	17.0°°	7/S3		1			
	17.5°°						
	18.0°°	8/S3		1	Total		SC, SC-SM CL
	18.5°°	9/S3		1			
	19.0°°						
	19.5°°						
	20.0°°				Nula		
	20.5°°						
	21.0°°	10/S3		1	Total		
	21.5°°		R6/S3	4	Baixa		
	22.0°°	11/S3		1			
	22.5°°	12/S3		1			
	23.0°°						
	23.5°°		R8/S3	4	Muito baixa		
	24.0°°		R9/S3	4			
	24.5°°						
	25.0°°	13/S3		1	Total		
	25.5°°						
	26.0°°	14/S3		1			

Figura 4. 33 – Perfil litológico do site S3 (Quinta do Fandango) e respectiva amostragem (0 aos 26 metros)

Estra	Prof.(m)	Simbologia	Amostragem		Classe de qualidade (prEN 1997- 2)	Recupera ção	Descrição	Classif. Unificada						
			Am. Indef.	Am. Remex										
CRETÁCICO	26.5	—..° —. —. —.	15/S3	F10/S3	1	Total	Areia argilosa cinzenta-escura muito consolidada	SC, SC-SM CL						
	27.0													
	27.5				F10/S3	4			M. baixa					
	28.0		—.° —. —. —.		16/S3	F17/S3			1	Total				
	28.5		— —. —.°		17/S3				1		Baixa			
	29.0		—..° —. —. —.									1		
	29.5	—. —. —. —.	F12/S3	3						Alta				
	30.0	—.° —. —. —.											F17/S3	4
	30.5	— —. —.°											F11/S3	4
	31.0	—..° —. —. —.			F13/S3	2			Nula					
	31.5	—. —. —. —.									19/S3	1	Total	
	32.0	—.° —. —. —.	20/S3	1										
	32.5	—..° —. —. —.			F14/S3	3			Alta					
	33.0	—. —. —. —.					F16/S3			4	Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada			
	33.5	—. —.° —. —.	F16/S3	4								Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada		
	34.0	—. —. —. —.°			F16/S3	4			Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada					
	34.5	—..° —. —. —.					F16/S3			4	Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada			
	35.0	—. —. —. —.	F16/S3	4								Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada		
	35.5	—.° —. —. —.			F16/S3	4			Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada					
	36.0	— —. —.°					F16/S3			4	Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada			
	36.5	—..° —. —. —.	F16/S3	4								Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada		
	37.0	—. —. —. —.			F16/S3	4			Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada					
	37.5	—.° —. —. —.					F16/S3			4	Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada			
	38.0	— —. —.°	F16/S3	4								Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada		
	38.5				F16/S3	4			Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada					
	39.0	— —. —. —. —.					F16/S3			4	Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada			
	39.5	—. —.° —. —.	F16/S3	4								Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada		
	40.0	— —. —. —.°			F16/S3	4			Areia argilosa consolidada, amarela-acinzentada					

Figura 4. 34 (continuação da Figura 4. 33) – Perfil litológico do site S3 (Quinta do Fandango) e respectiva amostragem (26 aos 40 metros).

Conforme foi já referido, a amostragem da formação do Cretácico neste local obrigou a cuidados especiais. Isto, porque a sua natureza arenosa com níveis cimentados intercalados e com níveis muito pouco coesivos, dificultou a gestão da velocidade do fluido de circulação e da velocidade de penetração da sonda.

A dimensão relativamente grande dos *cuttings* (grãos de quartzo desagregados pelo bit) obrigou a que a velocidade do fluido de circulação, inicialmente usada, fosse relativamente alta para velocidades de perfuração compatíveis com a amostragem deste tipo de materiais (cerca 20-30 cm/minuto). Isso teve como efeito a sobre-escavação do furo e a erosão da amostra. Para reduzir a velocidade do fluido e melhorar o seu efeito de transporte adicionou-se então um polímero sintético biodegradável comercial. O processo melhorou consideravelmente, e os resultados obtidos (ver Quadro IV.XII) podem considerar-se satisfatórios. No entanto, nos níveis mais arenosos continuou difícil eliminar

por completo a erosão das paredes das amostras, especialmente, no início e no final das manobras, conforme se pode ver na Figura 4. 35.



Figura 4. 35 – Amostras arenosas muito erodidas pelo bit e pelo fluido de circulação. Segmentos iniciais das manobras (topos das carotes).

No quadro IV.XII constam as referências das amostras colhidas na formação geológica AAIV.

A Figura 4. 36 mostra algumas das amostras “indeformadas” obtidas na sondagem S3.

Quadro IV. XII - Resumo da amostragem obtida no segmento cretácico da sondagem S3 (Quinta do Fandango).

Amostras				Profundidade (m)	% de amostragem indeformada
Deformadas	Indeformadas		Classe de qualidade		
	Ref. ^a Campo	Ref. ^a lab. LNEC			
F5/S3			4	8,00-8,30	47%
	1/S3	2847	1	8,30-9,00	
F6/S3			4	9,00-9,20	
	2/S3	2848	1	9,20-9,95	
	3/S3	2849	1	9,95-10,80	
	4/S3	2850	1	10,80-11,30	
	5/S3	2851	1	12,00-12,50	
	6/S3	2852	1	12,50-13,20	
F15/S3			5	13,20-16,85	
	7/S3	2853	1	16,85-17,75	
	8/S3	2854	1	17,75-18,60	
	9/S3	2855	1	18,60-19,50	
	10/S3		1	21,00-21,90	
F7/S3			4	21,90-22,10	
	11/S3		1	22,10-22,50	
	12/S3		1	22,50-23,00	
F8/S3			4	23,00-24,00	
F9/S3			4	24,00-24,77	
	13/S3		1	24,77-25,30	
	14/S3		1	25,30-25,90	
	15/S3		1	25,90-27,00	
F10/S3			4	27,00-27,50	
	16/S3		1	27,50-28,20	
	17/S3		1	28,20-29,60	
	18/S3		1	29,60-29,90	
F17/S3			4	29,90-30,00	
F11/S3			4	30,00-30,40	
F12/S3			5	30,40-33,00	
F13/S3			3	33,00-33,50	
	19/S3		1	34,15-34,85	
	20/S3		1	34,85-36,00	
F14/S3			5	36,00-39,00	
F16/S3			4	39,80-40,00	



Figura 4. 36 – Amostras intactas obtidas na sondagem S3 entre os 0 e os 20m de profundidade.

A Figura 4. 37 mostra a caixa-log da sondagem. Os tacos horizontais representam segmentos de amostragem “indeformada”.



Figura 4. 37 – Caixa-log da sondagem S3.

4.7.3 ACONDICIONAMENTO DAS AMOSTRAS.

O manuseamento e acondicionamento das amostras revestiu-se sempre de particular cuidado, não só, no caso de amostras “intactas, mas também nas outras. A extração das carotes do tubo amostrador foi feita de forma cuidadosa, evitando sempre os choques e as vibrações. Durante a extração as carotes foram transpostas para um canal metálico em “V” apropriado para as suportar e as manter alinhadas (Figura 4. 38).



Figura 4. 38 – Canal para a deposição da amostra após a extração do amostrador

No canal de extração, ainda dentro do “liner”, as carotes foram cuidadosamente observadas, e de acordo com o seu estado, foram seguidos os procedimentos apropriados. Assim nos segmentos em que as carotes se apresentaram sólidas, sem vestígios de erosão e não contaminadas pelo fluido de circulação, o “liner” e a carote foram simplesmente cortados transversalmente e os seus topos selados com gaze e parafina (Figura 4. 39). Este foi o processo de acondicionamento mais usado.



Figura 4. 39 – Amostras “intactas” dentro do “liner” seladas com gaze e parafina

Nos casos em que as carotes se apresentaram fracturadas, com a superfície alterada, folgadas dentro do “liner” ou contaminadas com fluido de circulação, então as carotes foram retiradas de dentro do “liner”, seccionadas em segmentos intactos e novamente acondicionadas com gaze e parafina (Figura 4. 40). Os segmentos mais fracturados ou alterados produziram amostras deformadas que foram guardadas em caixas de cartão parafinadas.



Figura 4. 40 – Amostras seladas com gaze e parafina

No processo de selagem foram usadas sucessivas camadas de gaze e parafina por forma a garantir a estanquidade da amostra (ver Figura 4. 41). Na preparação da parafina teve-se o cuidado de manter a temperatura próxima do seu ponto de fusão.



Figura 4. 41 – Processo de selagem das amostras

Nas amostras em que a perturbação foi menor, sem que se pudessem, no entanto, considerar “intactas”, optou-se por as envolver em película plástica aderente e transparente para tentar manter, tanto quanto possível, a sua forma e teor em água iniciais (Figura 4. 42).

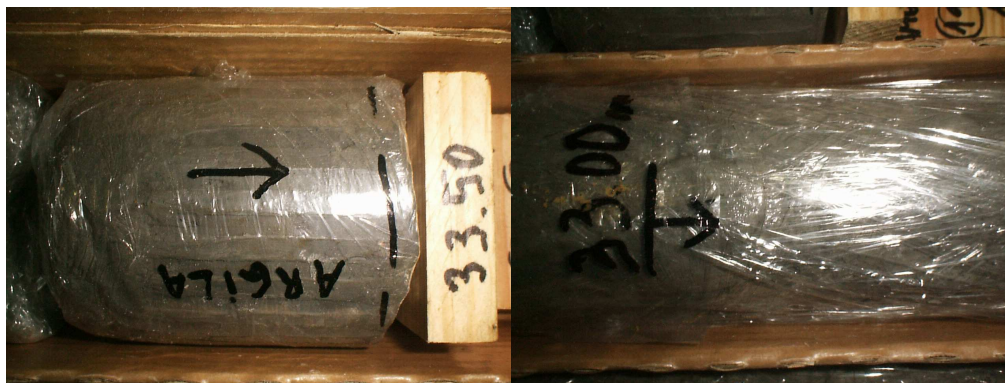


Figura 4. 42 – Amostras deformadas envoltas em película plástica aderente

Todas as amostras, “intactas” e não intactas, foram convenientemente orientadas com setas indicando o sentido do topo para a base e numeradas, registando-se o posicionamento de cada uma na sondagem.

Posteriormente, as amostras “intactas” foram transportadas para o LNEC, onde foram guardadas em câmara húmida, até à sua preparação para os diferentes ensaios.

CAPÍTULO 5

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DAS AAIV

A área aflorante da Formação *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos* representa apenas uma pequena percentagem da área total da bacia sedimentar. Contudo, a baixa profundidade a que ocorre nas zonas urbanas dos concelhos que lhe dá o nome faz com que seja frequentemente interceptada por importantes obras geotécnicas.

O presente capítulo trata, a uma escala regional, da caracterização dos materiais da Formação *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos* sob os pontos de vista da sua textura, da mineralogia e das propriedades físicas e geotécnicas correntemente estabelecidas. Pretende-se, assim, correlacionar as propriedades geotécnicas com a evolução mineralógica na bacia, especialmente, no eixo Vagos-Ílhavo-Aveiro. Necessariamente, esta caracterização reporta-se às primeiras dezenas de metros de profundidade, visto que é a estas profundidades que se levam os trabalhos de prospecção geológico-geotécnica correntes, por serem a estes níveis envolvidos na generalidade das construções.

Para a elaboração deste capítulo apelou-se às mais diversificadas fontes de informação - desde trabalhos de prospecção especificamente realizados para esta pesquisa até dados exclusivamente bibliográficos. Da maior importância, para esta síntese, foram as informações recolhidas nas obras e nos projectos desenvolvidos na área em estudo durante o período de pesquisa e que puderam ser acompanhados pelo autor.

É de algum modo contraditório falar-se de caracterização geotécnica a uma escala tão alargada, já que esta caracterização não apresenta grande possibilidade de extrapolação lateral, e os aspectos relevantes na caracterização de um determinado tipo de construção podem não o serem para outro tipo de obra. Mais prudente será chamar-lhe apenas características geotécnicas, embora, efectivamente, tivesse havido um esforço para que o conjunto das características mineralógicas e geotécnicas analisadas sirva para a compreensão dos contextos geotécnicos e da sua evolução espacial na área em estudo. Assumido esse risco, um dos maiores desafios deste capítulo foi, sem dúvida, a

sistematização da vasta informação recolhida, de modo que a sua apresentação servisse os intuitos propostos.

Depois de vários ensaios, onde se testaram mapas e perfis com todos os pontos analisados, optou-se por condensar a análise em 8 estações geológico-geotécnicas, organizadas segundo 2 alinhamentos principais com direcção Sul-Norte, sensivelmente paralelos ao eixo Vagos-Ílhavo-Aveiro. O alinhamento Poente localiza-se próximo das zonas urbanas de Vagos, de Ílhavo e de Aveiro, traduzindo as características gerais da Formação nessas áreas urbanas. É também o alinhamento situado mais no centro da bacia. O alinhamento Nascente situa-se no bordo Este da Formação, onde a espessura das AAIV é mais reduzido, não ultrapassando a centena de metros.

Pelas razões já referidas, os resultados apresentados em cada estação não podem ser lidos como pontuais, dado que foram seleccionados de um conjunto alargado de observações efectuadas na vizinhança de cada estação. A localização das estações está patente na Figura 5. 1. Na Figura 5.2. as mesmas estações são apresentadas na Carta geológica.



Figura 5. 1 - Localização das estações geológico-geotécnicas

Na Figura 5.2, aparecem duas legendas diferentes para a Formação AA/V devido ao facto das legendas da Folha 16A – Aveiro (parte superior da figura) e 16C – Vagos (parte inferior da figura) serem diferentes.

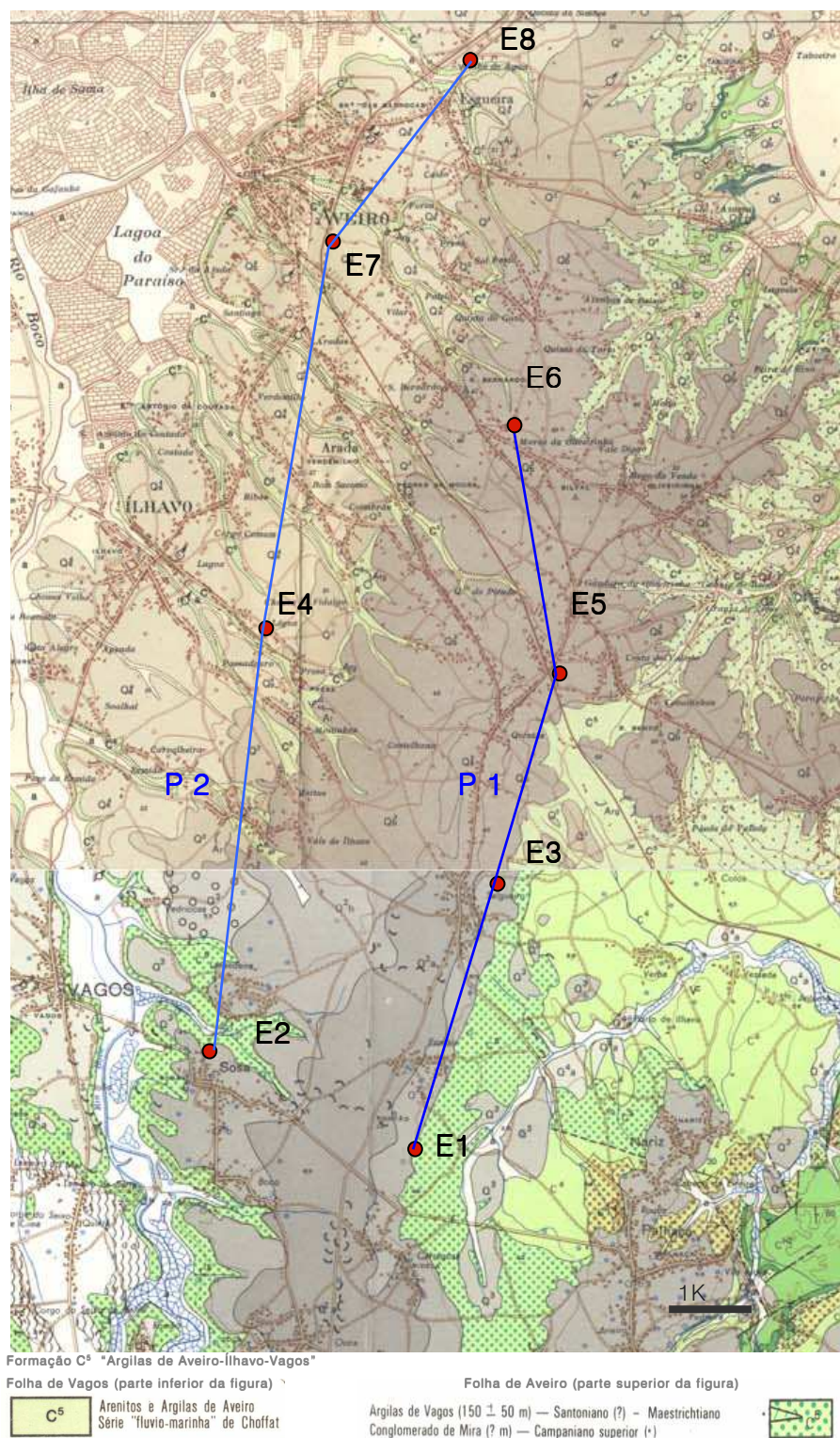


Figura 5.2 - Localização das estações geológico-geotécnicas (na carta geológica)

5.1 CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS E TEXTURAIS

A caracterização textural e mineralógica teve por base as análises laboratoriais, essencialmente, análises granulométricas, por via húmida com dispersão em água destilada utilizando um agitador mecânico, secagem a 60°C e posterior peneiração da fracção superior a 0,074mm (malha n.º 200 ASTM) e granulometria por Raios X (granulómetro *SEDIGRAF*) da fracção inferior a 0,074mm, análises mineralógicas qualitativas e semiquantitativas, por Difracção de Raios X da fracção inferior a 0,074mm, e determinações do conteúdo de carbonatos.

As considerações mineralógicas acerca dos tipos de minerais argilosos presentes e da sua importância relativa (análises qualitativas e semiquantitativas), efectuadas nas estações mais a Sul (*E1*, *E2*, *E3*, *E4* e *E5*) baseiam-se, principalmente, na extrapolação lateral das sondagens tratadas, no âmbito da tese de doutoramento "Argilas aplicadas a estudos litoestratigráficos e paleoambientais na bacia sedimentar de Aveiro", pelo Professor Fernando Rocha, cuja informação georeferenciada gentilmente cedeu para este trabalho. Nas Estações referentes à área urbana de Aveiro (*E6*, *E7* e *E8*), para além da referida informação, foram realizadas novas análises mineralógicas, que, de resto, confirmam as tendências enunciadas por Rocha (1993).

5.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Os ensaios geotécnicos tratados neste capítulo dizem respeito à avaliação das propriedades físicas e geomecânicas mais correntemente utilizadas no projecto geotécnico neste tipo de solos. Foram realizados, essencialmente, para o projecto de vias rodoviárias, obras ferroviárias e fundações de edifícios. Em virtude de os fins a que a prospecção se destinou ser diversa, não foi sempre possível recolher em todas as estações informações sobre o mesmo tipo de ensaios. No entanto, é possível, pelo menos à escala da nossa análise, estabelecer o que se pode designar por chamar características médias de cada estação.

Os trabalhos de campo realizados foram divididos em sondagens geotécnicas e ensaios *in situ* e em ensaios laboratoriais.

5.2.1 SONDAGENS GEOTÉCNICAS E ENSAIOS “IN SITU”

Durante o desenvolvimento do trabalho teve-se a oportunidade de acompanhar ou de aceder à informação de mais de uma centena de sondagens de caracterização geológico-geotécnica realizadas na área em estudo e que interceptaram a formação *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos*.

Foi também frequente, especialmente em projectos rodoviários, o uso de poços de prospecção para observação dos maciços e a colheita de amostras remexidas para execução de ensaios laboratoriais, geralmente realizados com uma retro-escavadora, atingindo profundidades máximas de prospecção da ordem de 3 m.

A observação directa e a colheita de amostras directamente de escavações foram também possíveis em alguns casos, principalmente nos níveis mais superficiais da formação.

A generalidade das sondagens mecânicas realizadas teve como objectivos a caracterização litológica dos perfis e a realização de ensaios de resistência à penetração dinâmica, do tipo *SPT*, ensaio mais frequentemente usado na investigação geotécnica da área em estudo.

No Quadro V. I apresenta-se o resumo dos trabalhos de caracterização “in situ” considerados em cada estação geológico-geotécnica. Os números apresentados dentro da quadrícula referem-se à quantidade de trabalhos realizados.

Quadro V. I - Resumo dos trabalhos de caracterização “in situ” considerados em cada estação

ESTAÇÕES	TRABALHOS DE PROSPECÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA CONSIDERADOS				
	SONDAGENS MECÂNICAS	POÇOS / ESCAVAÇÕES	ENSAIOS DE PENETRAÇÃO <i>SPT</i>	ENSAIOS DE PENETRAÇÃO <i>PDL</i>	ENSAIOS “VANE-TEST”
E1 – FONTÃO	4	2	37	7	-
E2 – SOSA	6	2	56	2	2
E3 – SALGUEIRO	8	4	53	8	-
E4 – PRESA	3	3	20	3	-
E5 – C. VALADO	12	2	59	4	-
E6 – S. BERNARDO	3	2	11	-	-
E7 – VILAR	3	4	9	-	-
E8 – Q. FANDANGO	1	1	3	-	-

Exclusivamente para esta investigação, foram realizadas três sondagens com triplo tubo amostrador, em três locais específicos escolhidos segundo critérios apresentados no Capítulo 4, destinadas à obtenção de “amostras indeformadas” de boa qualidade para ensaios de laboratório específicos a que mais à frente se fará referência.

Foram também efectuados ensaios *in situ* com pressiómetro autoperfurador. No entanto, por se tratar de ensaios não correntes, realizados em apenas alguns pontos criteriosamente escolhidos, estes ensaios e os respectivos resultados serão objecto de especial tratamento no capítulo sobre a deformabilidade e a resistência ao corte desta formação (Capítulo 7).

5.2.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

Para todos os locais sob observação procedeu-se à análise granulométrica da fracção superior a 0,075 mm, determinaram-se os limites de consistência, projectaram-se as amostras na carta de plasticidade e classificaram-se as amostras com base na norma ASTM D-2487-93 *Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Nos casos em que se fizeram análises mineralógicas e texturais mais detalhadas, determinaram-se, ainda, as actividades de Skempton. Também foram avaliados os principais parâmetros físicos *in situ*. Mais raramente foram obtidos resultados de ensaios para fins mais específicos, nomeadamente, ensaios de compactação pesada (do tipo Proctor modificado) e ensaios *CBR*.

De modo sistemático, foram realizados, para todas as estações analisadas, os seguintes ensaios laboratoriais:

- Análise granulométricas;
- Limites de consistência (limites de liquidez e limites de plasticidade);
- Densidade das partículas sólidas;
- Determinação de pesos volúnicos;
- Determinação de teores em água natural.

Em algumas estações foi também possível obter resultados dos seguintes ensaios laboratoriais:

- Determinação do teor em matéria orgânica;
- Ensaio de equivalente de areia;
- Determinação do valor do azul-de-metileno;

- Ensaios de compactação do tipo Proctor modificado;
- Ensaios *CBR*;
- Ensaios de resistência à compressão simples.

No Quadro V. II apresenta-se a distribuição dos ensaios laboratoriais realizados pelas diferentes estações.

Foram também realizados alguns ensaios triaxiais e ensaios edométricos: No entanto, por se tratarem de ensaios conduzidos segundo técnicas específicas, adequadas aos materiais em análise e para objectivos específicos, serão tratados em pormenor nos capítulos 6 e 7.

Quadro V. II - Resumo dos trabalhos de caracterização laboratorial considerados em cada estação

ESTAÇÕES	DETERMINAÇÕES LABORATORIAIS CONSIDERADAS										
	GRANULOMETRIA	LIMITES DE CONSISTÊNCIA	PESO VOL. DAS PARTICULAS SÓLIDAS	PESO VOLUMICO DO SOLO	DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA	ENSAIO DE EQUIVALENTE DE AREIA	ENSAIO AZUL-DE-METILENO	TEOR EM MATÉRIA ORGÂNICA	COMPACTAÇÃO (ENSAIO PROCTOR)	ENSAIO CBR	RESIST. COMP. SIMPLES
E1 – FONTÃO	5	5	2	2	5	2	-	1	-	-	-
E2 – SOSA	4	4	2	2	4	-	-	-	-	-	2
E3 – SALGUEIRO	4	4	1	1	4	4	-	2	1	1	-
E4 – PRESA	4	4	2	2	4	-	1	-	1	1	3
E5 – C. VALADO	7	7	2	2	7	2	-	1	1	1	-
E6 – S. BERNARDO	8	8	2	2	8	-	-	-	-	-	-
E7 – VILAR	15	15	15	8	8	-	-	-	-	-	-
E8 – Q. FANDANGO	7	7	7	4	4	-	-	-	-	-	-

5.3 SÍNTESE DO PERFIL *P1* (*E1*, *E3*, *E5*, E *E6*)

O perfil *P1* corresponde aproximadamente ao bordo Este das AAIV entre Vagos e Aveiro (Figura 5.2). De Sul para Norte inclui as estações de Fontão (*E1*), de Salgueiro (*E3*), da Costa do Valado (*E5*) e de S. Bernardo (*E6*). Neste perfil a espessura da Formação diminui de Sul para Norte (entre 70 m na estação do Fontão e 50 m na estação de S. Bernardo) devido não só à tendência geral de diminuição da espessura da Formação de Vagos para Aveiro, mas também, em consequência da direcção do eixo do depósito ser *NNW – SSE*,

enquanto que a do perfil é aproximadamente N-S, ficando, portanto, as estações mais a norte mais próximas do contorno da Formação.

A cota topográfica do topo das AAIV é bastante irregular, já que a passagem do Cretácico ao Quaternário se fez com interposição de um importante período erosivo, que sulcou a superfície do Cretácico. Assim, a espessura da cobertura Quaternária não varia directamente com topografia, embora, de um modo geral, varie entre 0 m (Formação aflorante) nas zonas de cota mais baixa e cerca de 20 m nas zonas de maior cota topográfica. Os materiais de cobertura predominantes são os depósitos de praias antigas e de terraços fluviais (areias, areias com seixo, areias siltosas, areias argilosas e argilas), com predomínio das fácies arenosas e areno-cascalhentas. Nas linhas de água mais importantes ocorrem por vezes depósitos colúvio-aluvionares argilo-siltosos de reduzida espessura.

A AAIV nas estações mais a Sul do perfil *P1* (*E1* – Fontão e *E3* – Salgueiro) são constituídas predominantemente por camadas de argilas, de cor avermelhada com variações esverdeadas, azuladas ou acinzentadas, de aspecto maciço, com espessuras que variam entre 0,30 m e 1,5 m. Entre as camadas argilosas aparecem, por vezes, camadas gresosas e margosas. O mineral argiloso predominante é a ilite. Contudo, à medida que as camadas se tornam mais arenosas ou mais siltosas, o que acontece nas proximidades do bordo da unidade, as esmectites ganham importância relativa. Em menor quantidade e a acompanhar a ilite ou a esmectite aparece a caulinite. Para Norte (Estações *E5* – Costa do Valado e *E6* – S. Bernardo) as camadas siltosas e as camadas carbonatadas tornam-se mais frequentes, as cores tendem a esbater-se e a caulinite ganha maior importância, sendo a par com a ilite, o mineral argiloso predominante.

Do ponto de vista geotécnico, apesar da fracção argilosa do perfil *P1* ser tendencialmente mais activa que a fracção argilosa do perfil *P2* (perfil poente), o aumento das fracções granulométricas de silte e de areia tende a diminuir o seu efeito na plasticidade dos solos, pelo que estes, quando projectados na carta de plasticidade, situam-se predominantemente na zona de baixa plasticidade, só com algumas amostras de alta plasticidade (Figura 5. 3).

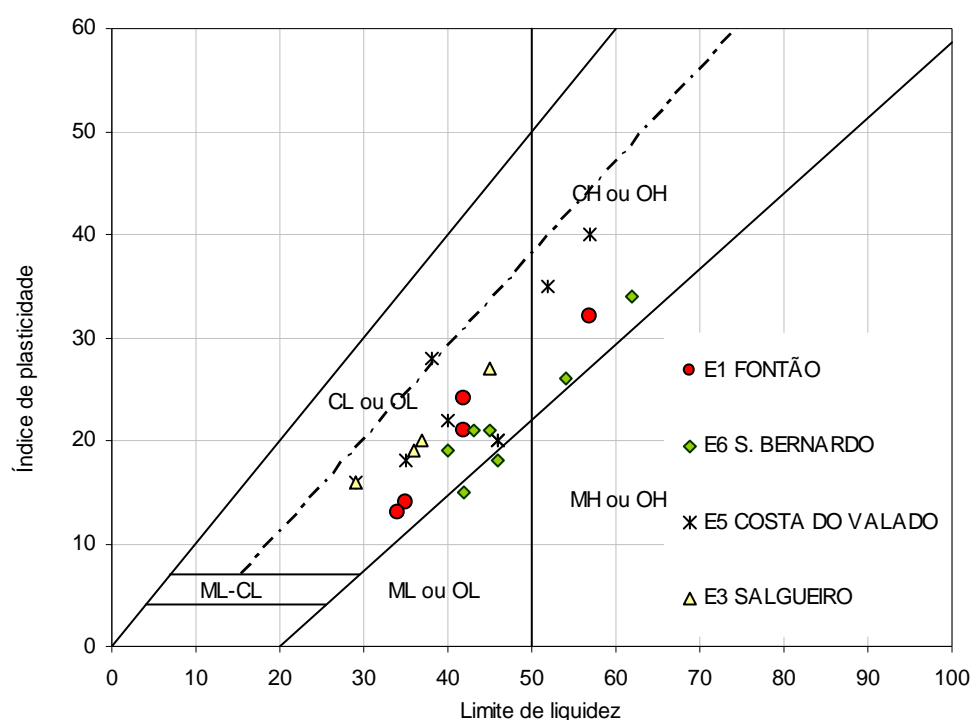


Figura 5. 3 - Posição dos solos do perfil *P1* na Carta de Plasticidade

Quanto à sua consistência, com base nos resultados dos ensaios *SPT*, e exceptuando as camadas mais superficiais, geralmente muito descomprimidas, os solos sustentados podem classificar-se entre muito duros e rijos (ver Quadro V. III). A profundidade da descompressão varia de local para local, sem nenhum padrão evidente. No entanto, aparentemente o nível de descompressão depende mais da distância ao topo da formação que propriamente da distância à superfície do terreno. Caso contrário na estação *E1*, onde a espessura da cobertura é maior, a descompressão das camadas do topo Cretácico deveria ser menor, o que não se verifica.

Quadro V. III - Classificação de argilas quanto à consistência

<i>SPT</i> (N)	CONSISTÊNCIA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL (kPa)
< 2	MUITO MOLE	< 25
2 - 4	MOLE	25 – 50
4 - 8	CONSISTÊNCIA MÉDIA	50 – 100
8 - 15	DURA	100 – 200
15 - 30	MUITO DURA	200 – 400
> 30	RIJA	> 400

Nas Figuras 5.11, 5.12, 5.13, 5.14, 5.15 e 5.16, apresentadas no final do capítulo, resumem-se as características texturais, mineralógicas e geotécnicas identificadas em cada uma das estações geológico-geotécnicas deste perfil.

5.4 SÍNTESE DO PERFIL *P2* (*E2*, *E4*, *E7* e *E8*)

O perfil *P2*, situado a Oeste do perfil *P1*, tem também direcção *N-S* e representa as características geológico-geotécnicas da AAIV nas áreas urbanas de Vagos, de Ílhavo e de Aveiro (Figura 5.2). Inclui as estações de Sosa (*E2*), próxima da área urbana de Vagos, de Presa (*E4*), na área urbana de Ílhavo, de Vilar (*E5*), na área urbana de Aveiro, e de Quinta do Fandango (*E6*), em Esgueira. A espessura da Formação aumenta significativamente para Sul (entre cerca de 30 m na estação de Q. do Fandango – Esgueira e 170 m na estação de Sosa), de resto a zona de Vagos corresponde ao local onde as AAIV têm maior espessura.

Como referido a propósito do perfil *P1*, a cota topográfica do topo da AAIV é bastante irregular e a espessura da cobertura do Quaternário tende a diminuir para Oeste, excepção feita aos depósitos lodosos recentes. Estes tendem a aumentar de importância para Poente. Os materiais de cobertura, constituídos por depósitos de praias antigas e de terraços fluviais (areias, areias com seixo, areias siltosas, areias argilosas e argilas) raramente atingem, neste perfil, espessuras superiores a 10 m.

Nas duas estações mais a sul do perfil *P2* (*E2* – Sosa) e (*E4* – Presa) a AAIV é constituída por camadas de argilas avermelhadas, esverdeadas, azuladas ou acinzentadas (ver Figura 5. 4). Nestas camadas a percentagem de argila ultrapassa geralmente os 70%. Nas camadas mais superficiais o mineral argiloso predominante é a ilite (70-90%). Em profundidade, na base da formação, a granulometria torna-se mais siltosa e a montmorilonite surge em proporções idênticas à ilite (Barbosa, 1981). Em menor quantidade e, a acompanhar a ilite, ocorre a caulinite e a esmectite. Entre as camadas argilosas aparecem camadas margosas e de calcários dolomíticos.



Figura 5. 4 - Aspecto das camadas superficiais da AAIV numa exploração em Vagos

Na área da cidade de Aveiro (Estação E7 – Vilar), as argilas tornam-se margosas e siltosas e, juntamente com camadas calcárias, gresosas e dolomíticas, formam bancadas rochosas muito duras. A cor vermelha deixa de ser predominante, embora ainda apareçam camadas avermelhadas. As cores predominantes são os cinzentos claro, escuro, azulado, esverdeado e os amarelados dos níveis areníticos. O mineral argiloso ilite deixa de ser dominante e passa a estar na mesma proporção da caulinite. A percentagem de minerais argilosos nas camadas diminui significativamente, passando para cerca de 50%. A percentagem de areia aumenta para cerca de 10% e há um significativo aumento da percentagem de silte (essencialmente quartzo e feldspatos finamente divididos) atingindo uma percentagem média de 40%, nas amostras de solos recolhidas na área da cidade de Aveiro (Figura 5. 5 e Figura 5. 6).

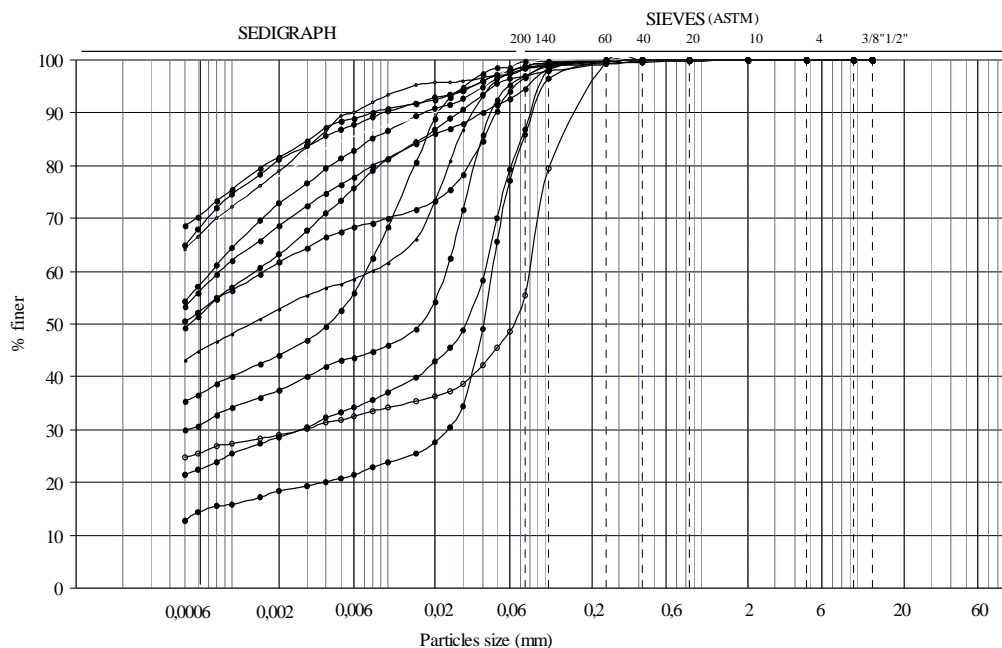


Figura 5. 5 - Curvas granulométricas das AAIV na área urbana de Aveiro (E7 – Vilar)

A estação mais a Norte deste perfil, *E8* – Quinta do Fandango, é litologicamente muito contrastante com as restantes, não podendo ser entendida por interpretação lateral de fácies litológicas. Este local apresenta sedimentos e estruturas sedimentares (estratos arenosos com estratificações intercruzadas) que configuram um ambiente deposicional tipo canal mareal. É também onde os minerais argilosos mais expansivos (esmetctites) adquirem maior importância, conforme se verifica num dos vários difractogramas realizados, apresentado na Figura 5. 8. A granulometria dos sedimentos neste local é bastante grosseira, predominam as areias grossas com seixos rolados, nas quais se intercalam níveis de argilas negras, com importante conteúdo em minerais argilosos (cerca de 50%). De todos os locais estudados este é aquele em que a importância das esmetctites é maior (a bentonite é geralmente a esmetctite mais comum), daí a considerável plasticidade do material, apesar da sua matriz arenosa. A Figura 5. 7 apresenta as curvas granulométricas obtidas no perfil de amostragem contínua da estação *E8* – Qta do Fandango.

Também do ponto de vista geotécnico o perfil *P2* apresenta maiores contrastes. Nas duas estações mais a Sul (*E2* – Sosa e *E4* – Presa) predominam níveis maciços de argilas gordas, com consistência variável entre média a rija (Quadro V. III) até grandes

profundidades. As margas e os calcários são menos frequentes. No sector mais central da bacia (Estação E7 – Vilar) predominam os materiais que se podem considerar geotecnicamente mais competentes – margas, calcários, dolomias, siltitos e arenitos –, apesar de subsistirem importantes bancadas de camadas argilosas, geralmente siltosas ou arenosas. Finalmente, no extremo Norte do perfil predominam areias argilosas grosseiras com seixo, plásticas e expansivas devido à composição da fracção argilosa, compactas e rijas.

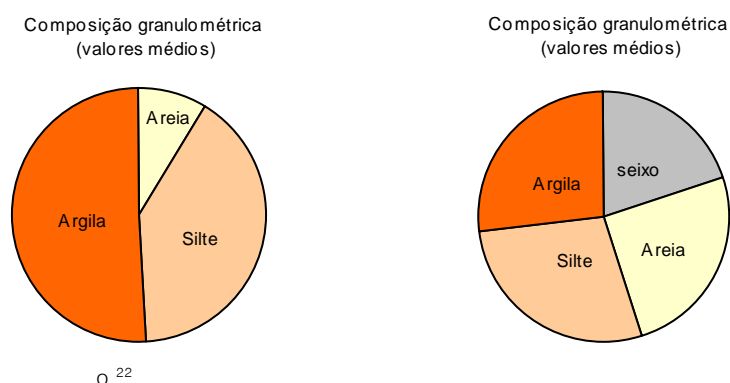


Figura 5. 6 - Composição textural da AAIV nas estações de Vilar e de Q. do Fandango

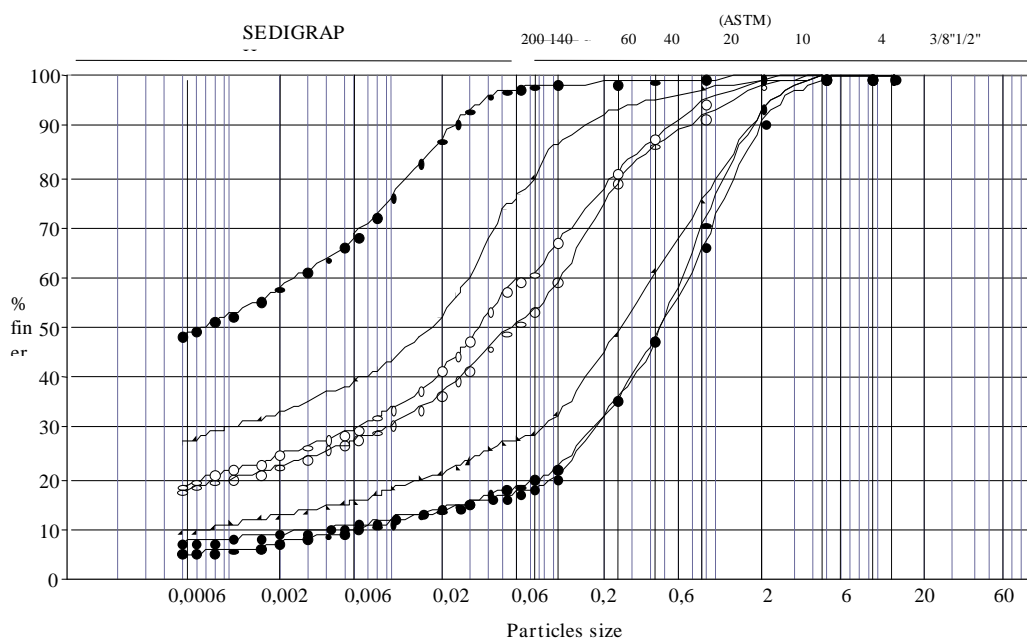


Figura 5. 7 - Curvas granulométricas da estação E8 – Quinta do Fandango

Quando aplicada a classificação unificada dos materiais (Figura 5. 9) deste perfil, estes distribuem-se entre argilas de alta plasticidade, das estações mais a Sul (E2 e E4) e das camadas de argilas negras do extremo Norte do perfil (E8), e materiais de baixa ou de média plasticidade que ocorrem na zona urbana de Aveiro (Estação E7 – Vilar) ou nos níveis mais arenosos da estação da Quinta do Fandango (E8).

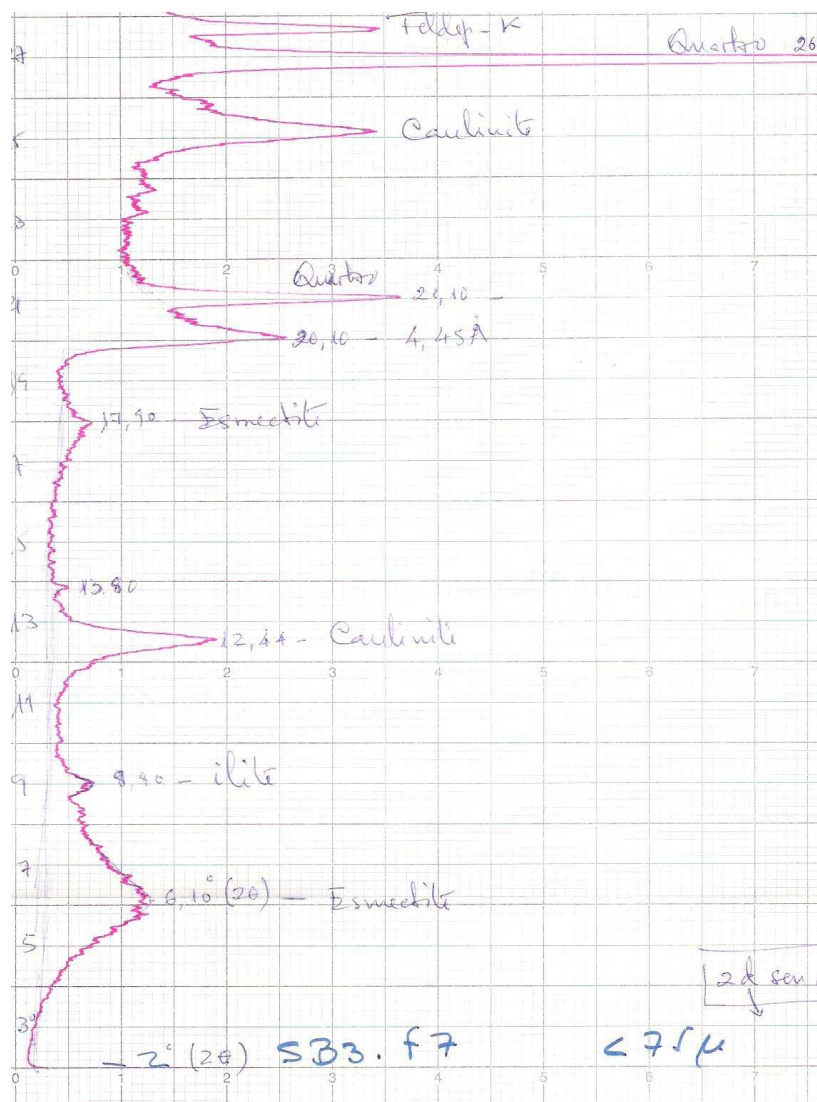


Figura 5. 8 - Difractograma de raios X obtidos na estação E8 (amostra aos 22m de profundidade)

A elevada plasticidade evidenciada pelos materiais da Estação E8 – Q. do Fandango advém da actividade da fracção argilosa presente e não da quantidade de minerais argilosos existentes. Na Figura 5. 10 mostra-se, comparativamente, as actividades de Skempton das fracções argilosas da área urbana de Aveiro (E7) e da área de Esgueira (E8).

De um modo geral e retirando a zona de Esgueira, onde como se viu a AAIV tem características particulares, e considerando os dois perfis analisados, pode dizer-se que a AAIV tende a ser mais dura, consequência da maior predominância de materiais margosos e siltosos, à medida que se evolui para Norte e para Oeste na área estudada. Na bordadura Este os materiais tendem a ser mais arenosos que no eixo da formação, pelo menos nos níveis mais superficiais – aqueles que mais interessa aqui considerar.

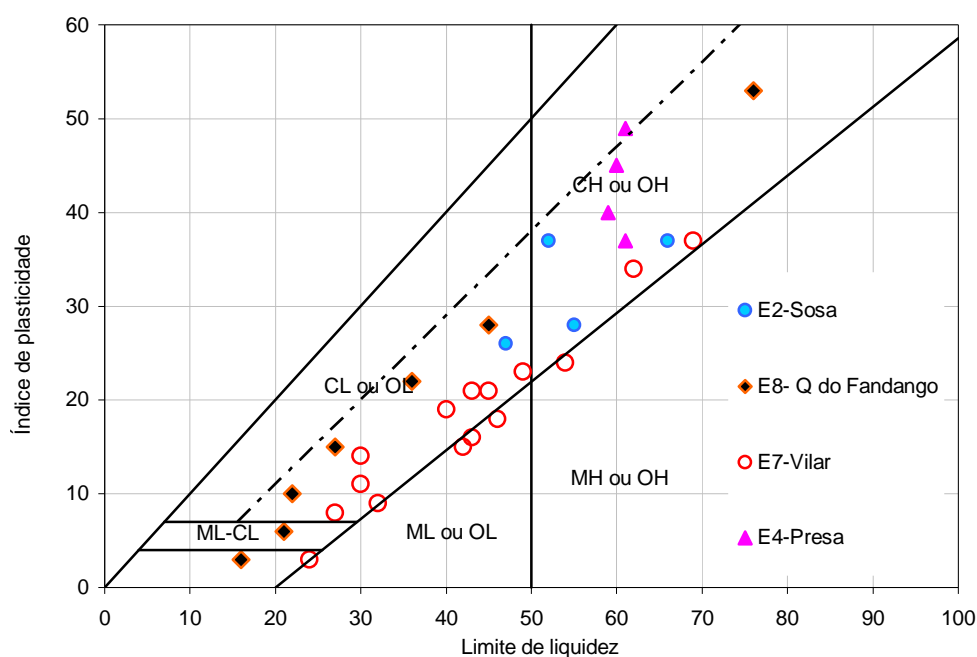


Figura 5. 9 - Posição dos solos do perfil *P2* na Carta de Plasticidade

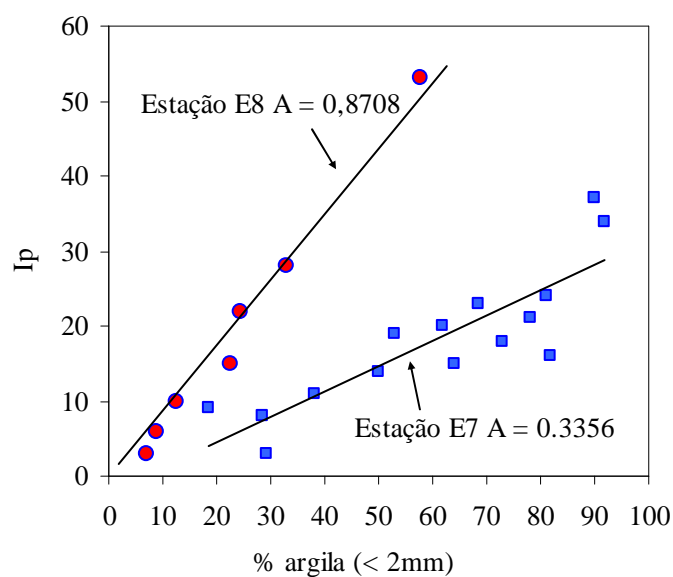


Figura 5. 10 - Comparação da actividade da fracção argilosa da *E7* e da *E8*

A consistência depende, em grande medida, do nível de descompressão do local analisado e tende a diminuir rapidamente para o topo Formação. Dois ensaios de corte rotativo (*vane*) realizados na zona descomprimida da unidade na área de influência da estação *E2 – Sosa* indicaram resistências ao corte rotativo de pico de 25 e 53 kPa e resistências residuais de 20 e 47 kPa, respectivamente, dando indicação de uma sensibilidade, nestes níveis superficiais afectados de alteração, entre 1 e 1,3.

A descompressão superficial do maciço é bem visível nos níveis argilosos menos plásticos, onde as camadas superficiais aparecem intensamente fissuradas e facilmente desagregáveis em pequenos grânulos centimétricos. Já nas camadas mais plásticas é mais difícil a observação directa da descompressão, embora frequentemente se encontrem nestes materiais fracturas de descompressão quando se preparam provetes a partir de amostras indeformadas para ensaios laboratoriais.

Por fim uma nota sobre a possibilidade de reutilização destes materiais para a construção de aterros. As camadas mais plásticas (*CH*), com valores de *CBR* geralmente inferiores a 2, são difíceis de compactar e as suas propriedades são muito sensíveis às variações de teor de água, pelo que a sua possibilidade de reutilização é bastante limitada. Os materiais das camadas menos plásticas (*CL*, *ML* e *CL-ML*), geralmente dos grupos *A4*, *A5* e *A6*, da Classificação para Fins Rodoviários, têm valores de *CBR* (a 95%CR) da ordem de 4% e podem ser usados em zonas menos solicitadas de aterros. Foram, por exemplo, usados em camadas de núcleo do aterro em alguns troços da auto-estrada *A17*, que atravessa a *AAIV* numa grande extensão.

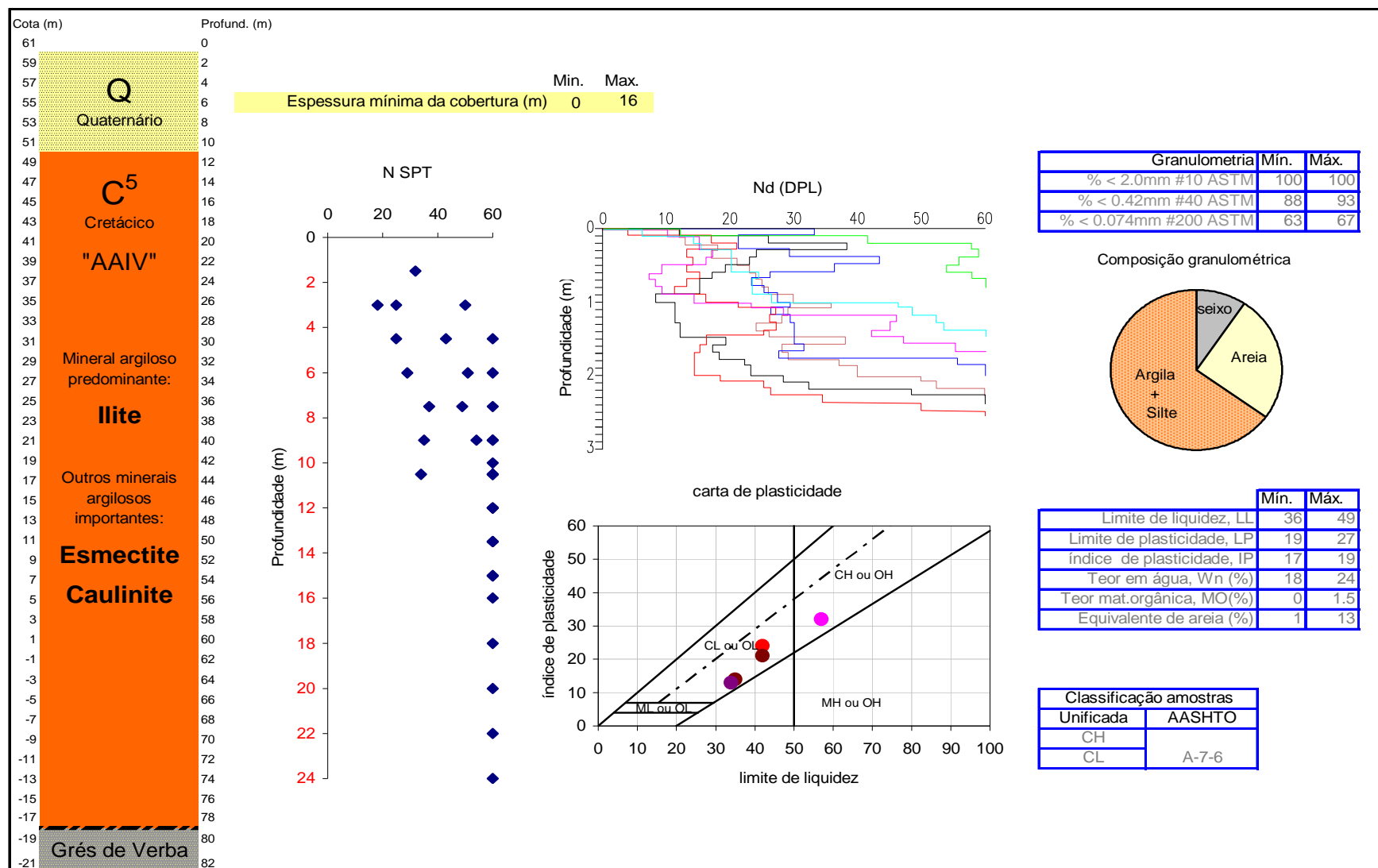


Figura 5. 11 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 1 (FONTÃO) erro na legenda DPL

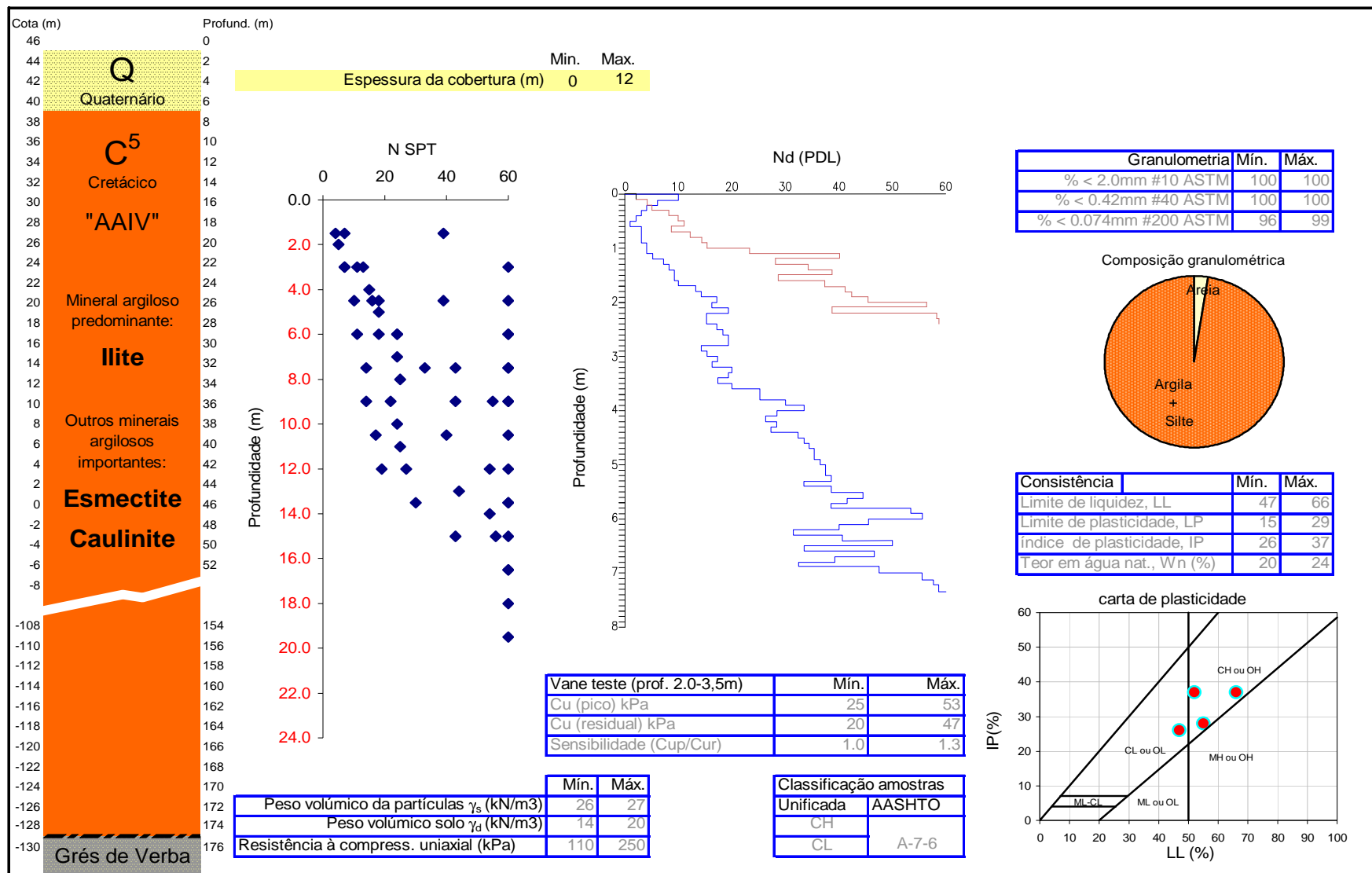


Figura 5. 12 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 2 (SOSA)

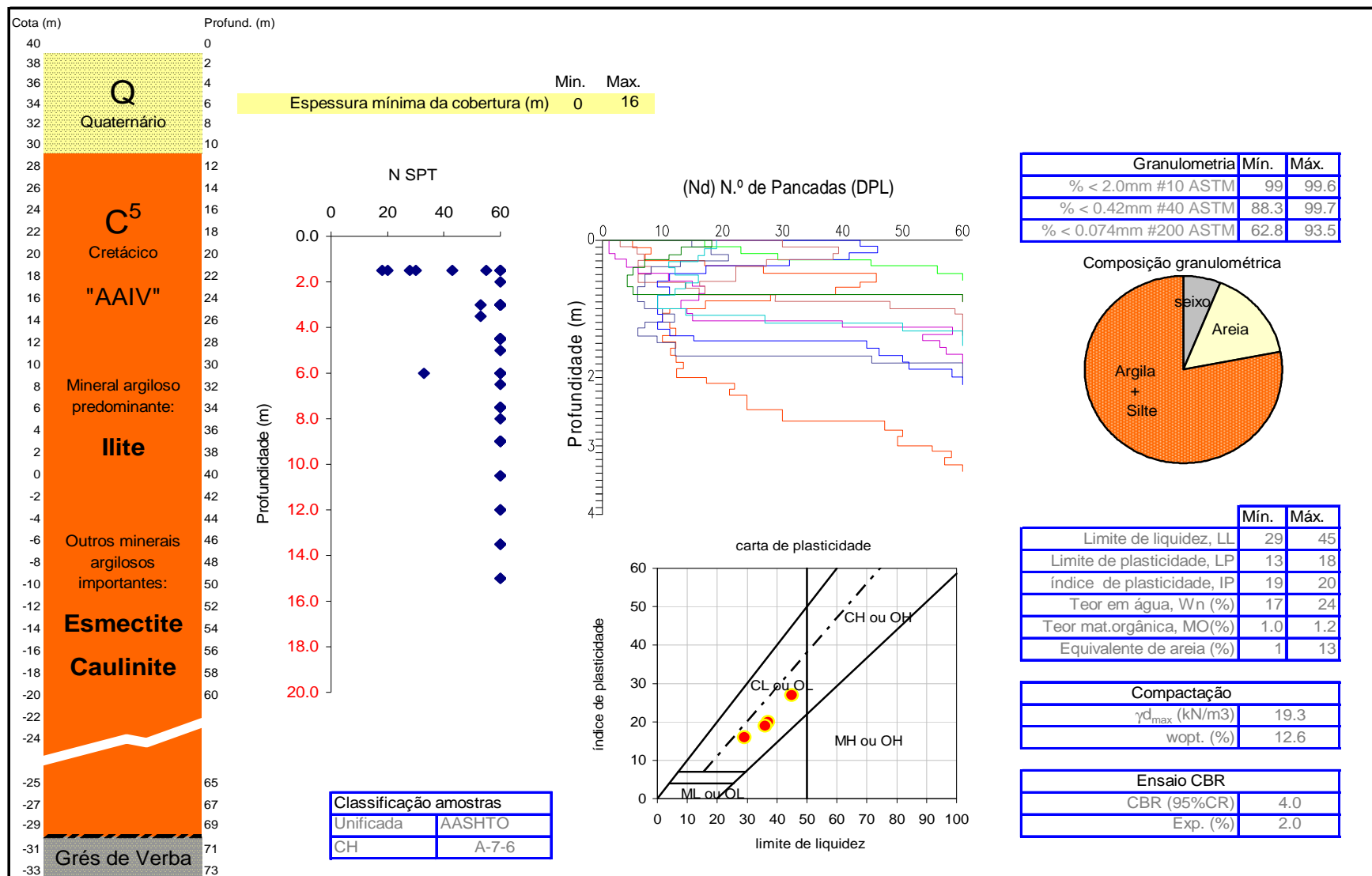


Figura 5. 13 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 3 (SALGUEIRO)

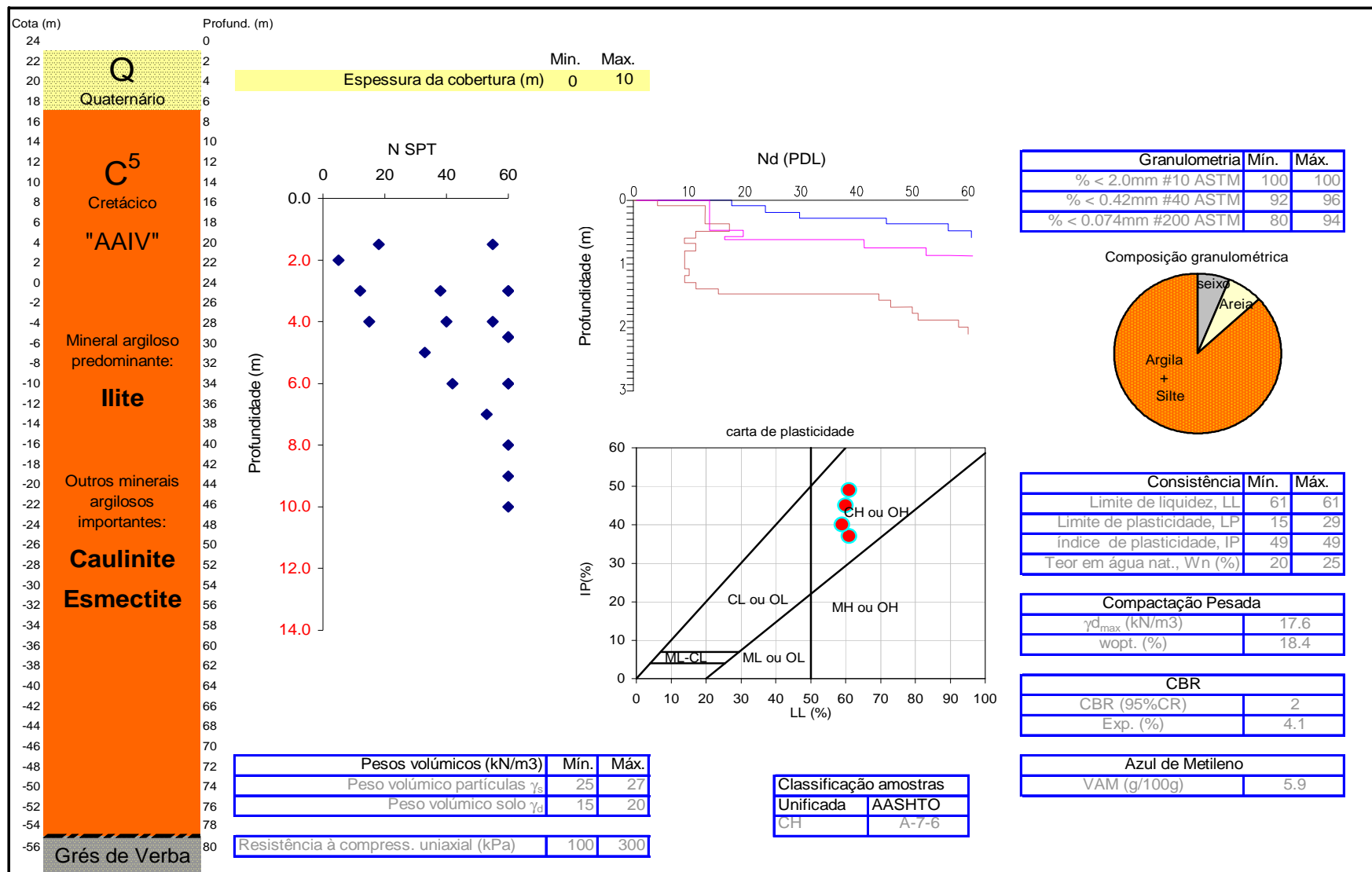


Figura 5. 14 - Resumo das características texturais, mineralógicas e geotécnicas avaliadas na da ESTAÇÃO 4 (PRESA)

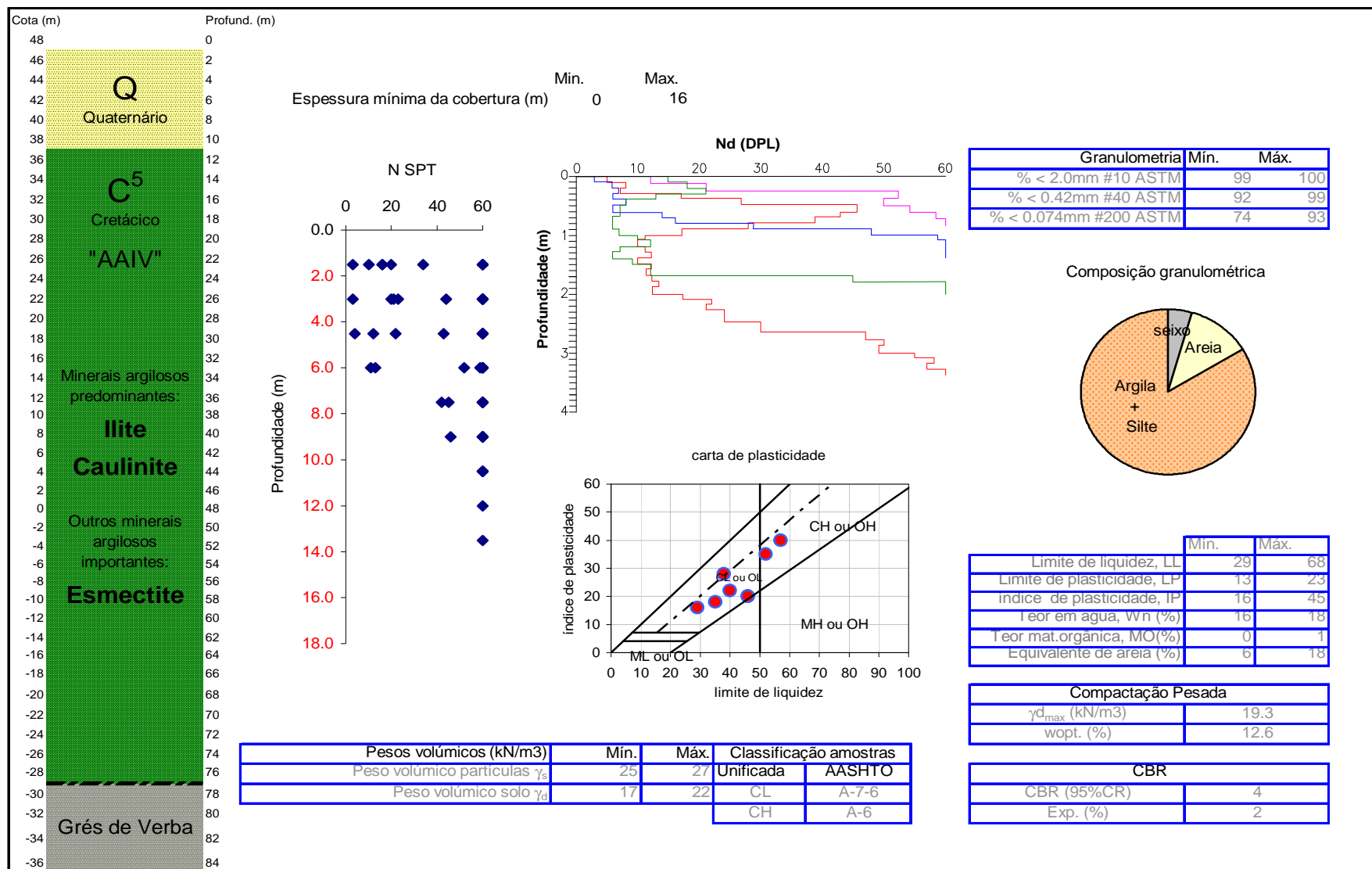


Figura 5. 15 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 5 (COSTA DO VALADO)

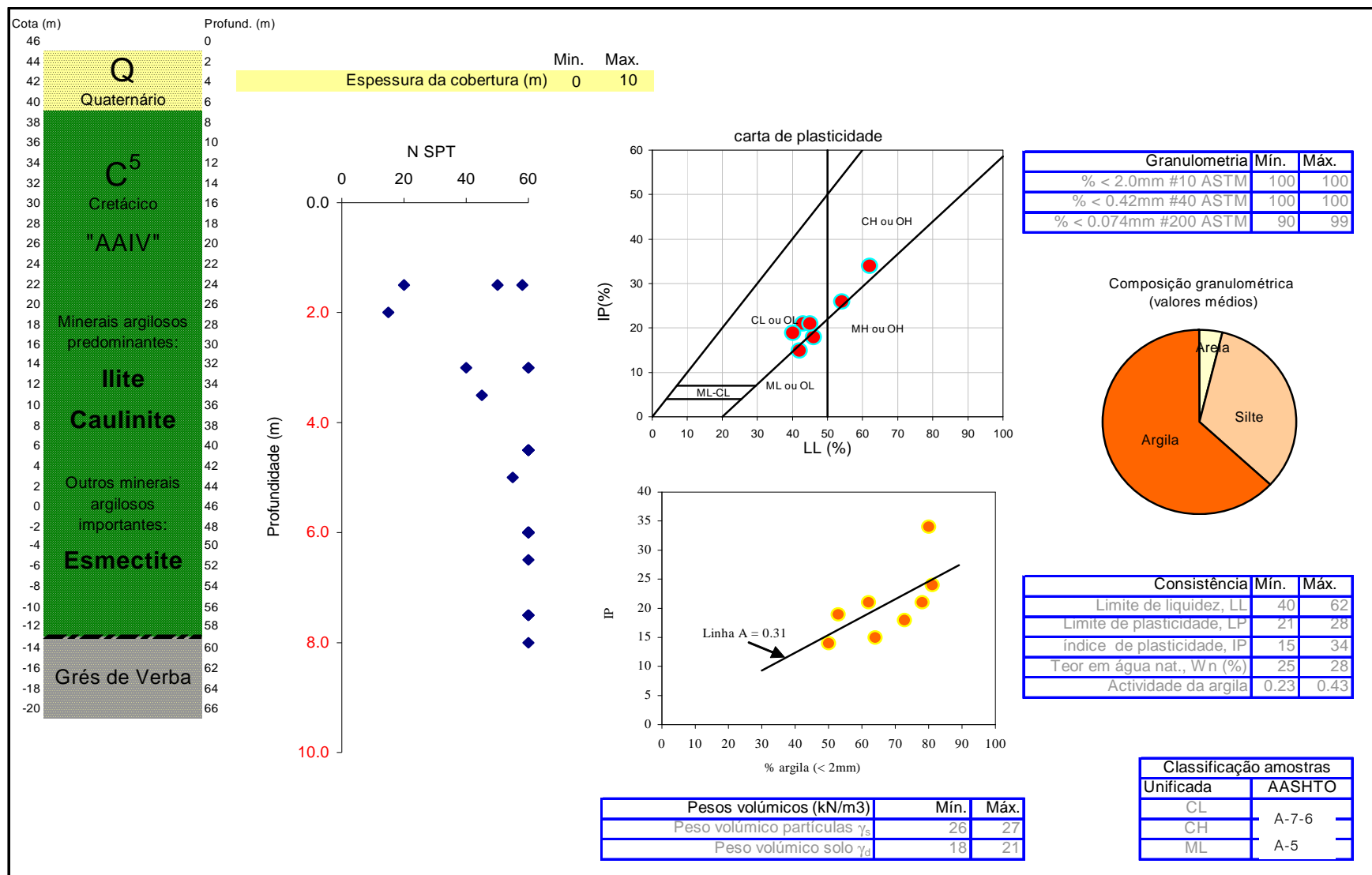


Figura 5. 16 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 6 (S. BERNARDO)

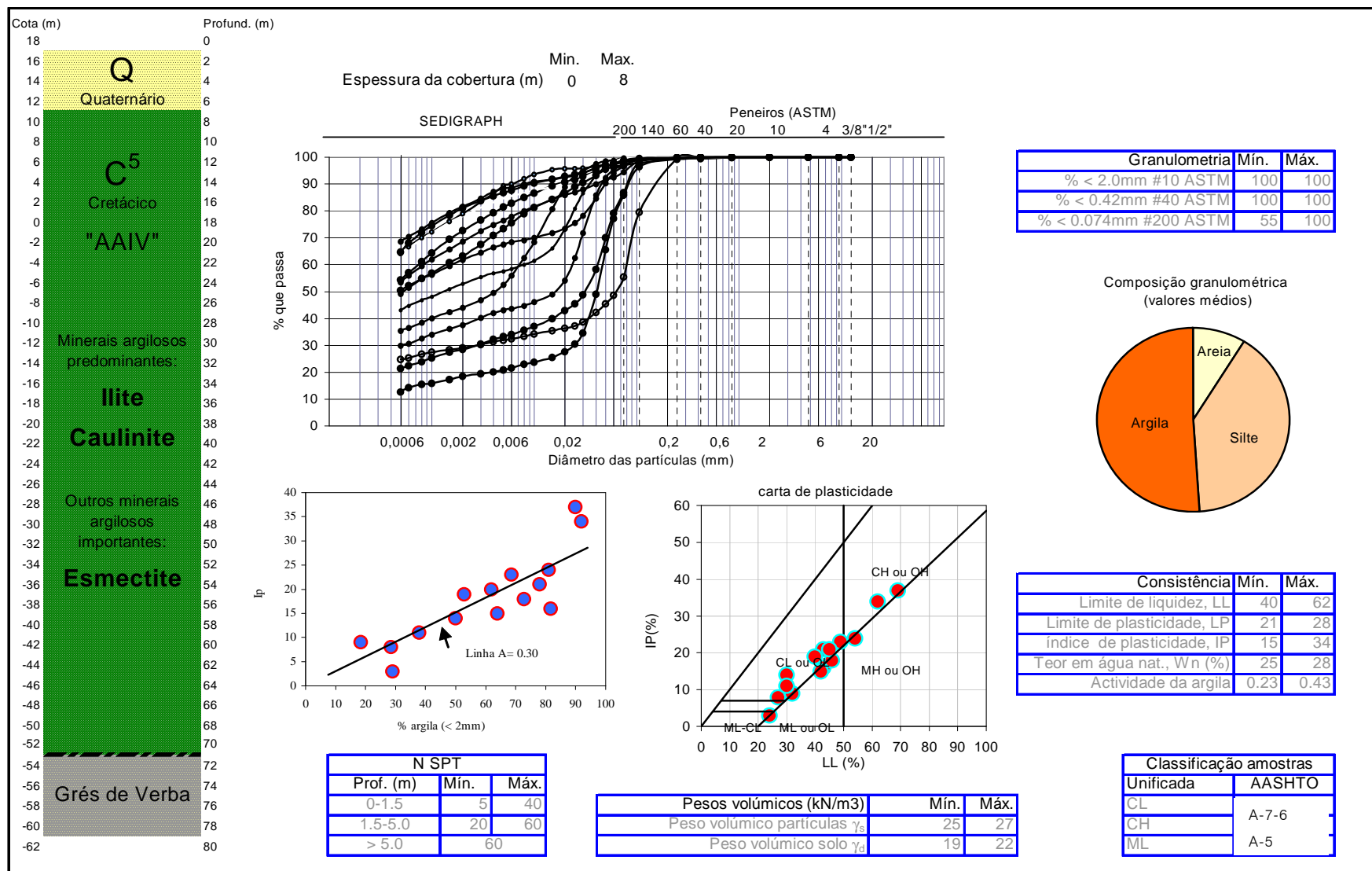
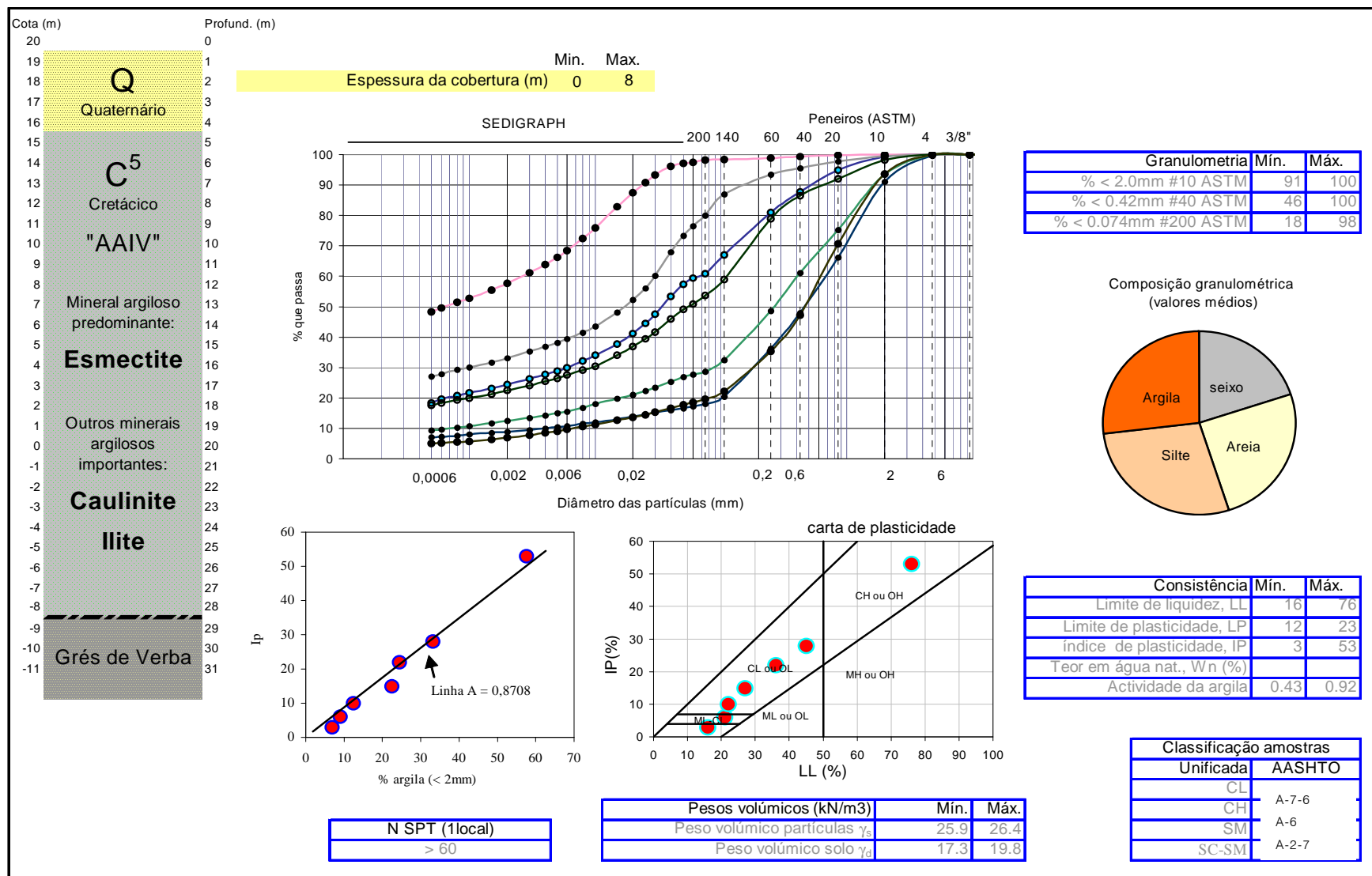


Figura 5. 17 - Resumo de características texturais, mineralógicas e geotécnicas da ESTAÇÃO 7 (VILAR)



CAPITULO 6

COMPRESSIBILIDADE

Conforme já foi referido em capítulos anteriores, neste trabalho dá-se conta dos resultados dos estudos efectuados em solos mais ou menos endurecidos e sedimentos mais ou menos brandos, que comungam do facto de terem a sua génese no Cretácico Superior da região entre Vagos e Aveiro. Os geomateriais estudados estão localizados, estratigraficamente, entre dois episódios marcadamente erosivos, que contribuem para o seu contraste, não só litológico, mas também mecânico, com os materiais subjacentes e suprajacentes.

Estes sedimentos, depositados em ambiente de transição continental-marinho (deltaico, lagunar e litoral), há mais de 85 milhões de anos, encerram o registo de vários ciclos de carga e descarga, com tensões correspondentes à deposição e à erosão de colunas de sedimentos, com centenas de metros. Foram, também, expostos a movimentos horizontais, compressivos e distensivos, não negligenciáveis.

Na compressibilidade dos materiais a sua história diagenética tem um papel primordial. Os processos diagenéticos, que se desenvolvem com o soterramento dos sedimentos, são controlados por factores químicos e físicos (pH, Eh, adsorção iónica, composição das águas intersticiais, temperatura, pressão hidro e litoestática, tempo, etc.), desempenhando a densificação por consolidação um papel da maior relevância. As principais componentes minerais intervenientes na diagénese são: os carbonatos, os minerais argilosos, a sílica (nas suas diferentes formas) e os hidróxidos/óxidos de ferro. O desenvolvimento destas fases, no seio dos materiais em consolidação, leva ao aparecimento de cimentos, repectivamente, de natureza carbonatada, siliciosa e ferruginosa. Outros minerais, tais como feldspatos, zeólitos e minerais evaporíticos, podem, também, desempenhar um papel importante no processo diagenético.

A evolução dos minerais argilosos com a diagénese pode fornecer importantes informações sobre o grau de desenvolvimento da própria diagénese. Este assunto tem despertado especial interesse, não para os fins aqui procurados, mas, sobretudo, para fins estratigráficos (Rocha, 1993) e paleoclimáticos, que visam distinguir as idades de sedimentos em colunas sedimentares monótonas, quando outros critérios de datação relativa se revelam difíceis e, também marcar da evolução paleoclimática.

O grau de evolução diagenética de sedimentos argilosos tem vindo a ser avaliado com base na cristalquímica principalmente da Illite (mineral argiloso muito frequente), mas também de outros minerais argilosos, uma vez que a cristalinidade da Illite aumenta à medida que aumenta o grau da diagénese (Rocha, 1993).

Os principais factores que influenciam a diagénese são (Hurst e Irwin, 1982):

- A temperatura;
- A pressão;
- Os minerais herdados (composição mineral inicial);
- A composição das águas intersticiais;
- O fácies sedimentar (associação mineral);
- A tectónica;
- O tempo.

A composição das águas intersticiais é controlada pelo ambiente de deposição e pela natureza química dos sedimentos. As águas de influência continental são ligeiramente ácidas, enquanto que as águas marinhas apresentam valores de pH entre 8 e 8,3, o que influencia o processo diagenético (Rocha, 1993).

Para bem entender a compressibilidade dos sedimentos, deverá começar-se por reconstituir a sua história, antes de tentar modelar o seu comportamento, sendo que só se pode conjecturar a sua história tensorial admitindo que a iguais acções no passado e no presente correspondem efeitos correlacionáveis. É como estender o clássico princípio das causas actuais a este domínio da interpretação. Ora, esta extensão, embora frequentemente usada, é, obviamente, muito forçada, a começar nas taxas de variação das solicitações e acabando na incerteza quanto ao quimismo do fluido intersticial, num sem número de variáveis para as quais as possíveis simulações podem divergir das condições reais.

Como corolário do anteriormente enunciado, decorre que, não se deve considerar a tensão de pré-consolidação igual à tensão de cedência experimentalmente obtida, uma vez não ser possível reproduzir o carregamento real a que a amostra foi submetida.

Por outro lado, existe o factor tempo, impossível de abarcar na plenitude dos seus efeitos. Muitos dos comportamentos observados na caracterização geotécnica dos materiais sofreriam sérias alterações se as solicitações usadas traduzissem a velocidade dos acontecimentos da sua história geológica.

São muitas as questões pertinentes acerca da compressibilidade dos geomateriais da Formação *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos*, enunciando-se, a título de exemplo algumas:

- A que níveis de tensão vertical estiveram sujeitos?
- Qual terá sido a sua tensão de pré-consolidação?
- Corresponderão estes níveis às actuais tensões de cedência?
- Qual(is) seria(m) o(s) efeito(s) da diagénese na compressibilidade?
- Qual o actual nível de descompressão?
- Até que escala esta descompressão é penetrativa à escala do maciço, do bloco ou do grânulo (*cluster* de partículas)?
- Como se reflecte nos diferentes materiais da formação?
- Em quais das camadas se encontram condições para estudar cada um dos fenómenos?
- Como se reorganizam as partículas do solo em condições de adensamento por pura consolidação?

tentando, o presente capítulo debruçar-se sobre algumas dessas questões.

Na sua investigação aplicaram-se vários métodos, nem sempre com resultados animadores. No entanto, cedo ficou claro que, para o estudo da generalidade dos materiais, era necessário impor níveis máximos de tensão bastante superiores aos habituais e que era por demais conveniente proceder ao controlo das pressões intersticiais. Esta exigência conduziu à concepção, ao desenvolvimento e ao fabrico de um equipamento edométrico, com possibilidade de usar tensões superiores a 10 MPa e de controlar as pressões intersticiais.

6.1. CONCEITOS INICIAIS

6.1.1 TENSÕES TOTAIS E TENSÕES EFECTIVAS

No solo, sistema trifásico gasoso-líquido-sólido, os vazios estão, não raramente, totalmente preenchidos por água, considerando-se, então, que o solo está saturado, e verificando-se o princípio das tensões efectivas de Terzaghi.

Como fluido de baixa viscosidade, a água, não transmite tensões tangenciais, o seu tensor de tensões é hidrostático, sendo a tensão a mesma em qualquer direcção – pressão intersticial, u . Distintamente, no esqueleto sólido, num determinado plano, actua uma tensão normal σ' e uma tensão tangencial τ' , efectivas. Segundo este princípio, a tensão normal efectiva, σ' , é igual à tensão normal total, σ , subtraída da pressão intersticial, u .

$$\sigma' = \sigma - u \quad (6. 1)$$

Facilmente se verifica que, escolhida uma secção qualquer de um volume elementar de solo, o princípio acima apresentado só é de validação imediata se o contacto entre as partículas sólidas for pontual, ou seja se for infinitesimal a razão entre a área dos contactos sólidos, A_s , e a área total da secção considerada, A .

$$\frac{A_s}{A} \rightarrow 0 \quad (6. 2)$$

Caso contrário, existiria um somatório de áreas, correspondente à soma das áreas dos contactos (A_s), onde, não actuariam as pressões intersticiais.

A validade da hipótese (6.2) é imediata no caso de solos granulares e, é experimentalmente comprovada para todo o tipo de solos.

No entanto, o princípio de Terzaghi não é válido quando existe cimentação e não é aplicável nos termos descritos quando se trata de solos parcialmente saturados, por ser bem mais complexo o conceito de pressão intersticial neste tipo de solos, co-existindo a pressão da fase líquida e a pressão da fase gasosa.

6.1.2 COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

Para conhecer o estado de tensão inicial no terreno (antes de qualquer carregamento exterior), não basta conhecer a tensão vertical efectiva existente, σ'_{vo} , sendo necessário conhecer também as tensões que actuam em dois planos ortogonais¹, ou seja, é necessário avaliar a tensão horizontal efectiva inicial, σ'_{ho} .



Figura 6. 1 – Tensões efectivas, vertical e horizontal, que actuam num elemento de solo em repouso.

Define-se coeficiente de impulso em repouso, K_0 , como sendo a razão entre a tensão efectiva horizontal e a tensão efectiva vertical no estado de repouso (em condições geostáticas), apenas devidas ao peso próprio do solo:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} \quad (6. 3)$$

Em meios homogêneos e no caso da superfície freática ser coincidente com a superfície do terreno, a tensão efectiva horizontal, no estado de repouso, é dada pela expressão (6.4).

$$\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo} = K_0 (\gamma - \gamma_w) z \quad (6. 4)$$

onde γ e γ_w são, respectivamente, os pesos volúmicos do solo e da água e z é a profundidade do ponto em análise, admitindo-se que K_0 é um valor praticamente constante.

¹Os três planos ortogonais definidores do estado de tensão (σ_1 , σ_2 , σ_3) reduzem-se a dois na condição axissimétrica ($\sigma_2 = \sigma_3$).

Quando os maciços são estratificados ou com o nível freático não coincidente com a superfície, a evolução teórica de K_0 deixa de ser constante e contínua em profundidade.

O coeficiente K_0 depende da história geológica do maciço, já que esta determina a seu estado de tensão actual.

A avaliação laboratorial de K_0 obriga à simulação das condições iniciais, ou seja, inexistência de deformações laterais durante o carregamento, tal como acontece durante a formação dos maciços sedimentares. No entanto, na sua avaliação persiste sempre a perturbação da amostra com uma influência determinante nos resultados obtidos.

Em alternativa, recorre-se a ensaios *in situ* que possibilitam a medição simultânea da tensão horizontal total em repouso, σ_{ho} , e da poropressão, u_o . São frequentemente usados ensaios com pressiómetros e dilatómetros para a determinação de K_0 . e também estabelecidas correlações empíricas com outros parâmetros, de mais fácil e económica determinação.

Os solos recentes, normalmente consolidados, apresentam valores de K_0 inferiores a 1, geralmente, próximos de 0,5, enquanto que os solos mais antigos, sobreconsolidados, com histórias de tensões complexas, podem apresentar valores de K_0 muito superiores à unidade¹.

Sob o ponto de vista prático, o valor de K_0 adquire particular importância em escavações do maciço, visto que este determina a grandeza das tensões horizontais que vão ser libertadas e, consequentemente, as deformações e os deslocamentos do maciço, bem como se relacionam com os esforços nas eventuais estruturas de suporte.

¹ Nas argilas de Londres são conhecidos valores de K_0 da ordem de 3.

6.1.3 COMPRESSÃO EDMÉTRICA

Diz-se que a compressão é edométrica quando as variações volumétricas do solo ocorrem em condições de deformação lateral nula. Na prática, isto acontece quando se carregam camadas cujo desenvolvimento em planta é bastante superior à sua espessura¹.

No estudo das deformações volumétricas do solo com impedimento das deformações laterais é usado um equipamento, desenvolvido por Terzaghi, denominado de edómetro (Figura 6. 2).

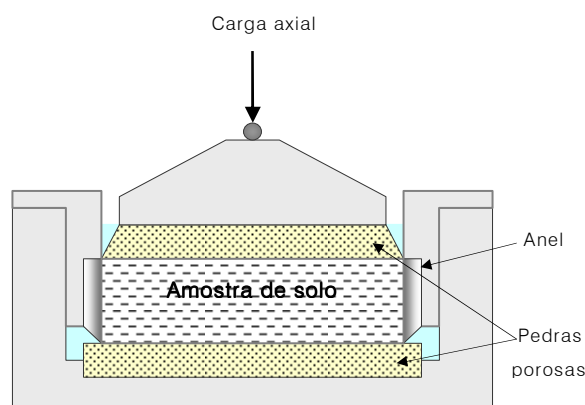


Figura 6. 2 – Esquema do ensaio edométrico

Nos ensaios edométricos convencionais registam-se os assentamentos devidos à aplicação de uma determinada carga, durante um período de tempo, supostamente, suficiente para que toda a pressão gerada na água intersticial seja transferida para o esqueleto sólido do solo. Naturalmente, que a taxa das deformações volumétricas vai diminuindo à medida que a tensão vai sendo transferida para o esqueleto sólido, suposto incompressível (figura 6.3). Verifica-se, também, que, quando o solo é descarregado, permanece irrecuperável uma importante parcela da deformação (parcela plástica da deformação).

¹ Neste caso ocorrem apenas extensões verticais, já que as deformações horizontais, originadas pela carga vertical num ponto, são anuladas por deformações simétricas geradas por igual carga vertical aplicada no ponto adjacente. O exemplo clássico é o da compressão de uma camada de argila, entre dois estratos arenosos, devido à construção de um aterro cujas dimensões em planta são muito superiores à espessura da camada de argila.

No caso de materiais estaticamente muito pouco compressíveis, como são as areias, a fase inicial da curva edométrica é praticamente horizontal. No entanto, se a tensão aplicada ultrapassar um determinado valor, σ'_{vm} , as deformações aumentam rapidamente. Essa tensão de cedência, que pode ser designada de tensão de escoamento (Ortigão, 1995), depende da dureza dos grãos constituintes do solo, visto que acontece por redução granulométrica das partículas (Datta *et al.*, 1980; Almeida *et al.*, 1987 in Ortigão, 1995) e ocorre, geralmente, a tensões muito elevadas. Para areias de quartzo e de feldspato é da ordem dos 10 MPa.

Um fenómeno idêntico acontece nos solos cimentados, sendo que, neste caso, a tensão de escoamento depende da dureza do cimento entre as partículas, geralmente, menor que a dureza dos grãos.

A cedência por rotura acontece a níveis de tensão para além dos normalmente verificados nas obras geotécnicas. Geralmente, para os níveis de tensão usuais e para os solos mais comuns, é possível considerar os grãos de solo como indeformáveis.

Admitindo que os grãos do solo são incompressíveis, e que o solo se encontra saturado, a variação volumétrica, ϵ_{vol} , apenas poderá ocorrer por expulsão da água intersticial e rearranjo estrutural dos grãos. Assim sendo, facilmente se verificam as seguintes igualdades¹:

$$\epsilon_{vol} = \frac{\Delta v}{v_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (6.5)$$

onde:

e_0 = índice de vazios inicial;

Δv = variação de volume;

v_0 = volume inicial.

$\frac{\Delta v}{v_0} = \frac{v_0 - v_i}{v_0} = \frac{v_s(1+e_0) - (1+e_i)}{v_s(1+e_0)} = \frac{e_0 - e_i}{1+e_0}$; v_s = volume de sólidos e $e_0 - e_i = \Delta e \therefore \epsilon_{vol} = \frac{\Delta v}{v_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$

A observação da figura 6.3, com a curva edométrica, permite constatar que o gráfico que relaciona a tensão efectiva com o índice de vazios, numa escala semi-logarítmica, apresenta um troço rectilíneo quando a amostra é carregada a tensões superiores a σ'_p – máxima tensão efectiva vertical que o maciço donde foi retirada já experimentou ao longo da sua história geológica. Mais adiante veremos algumas nuances desta definição de σ'_p .

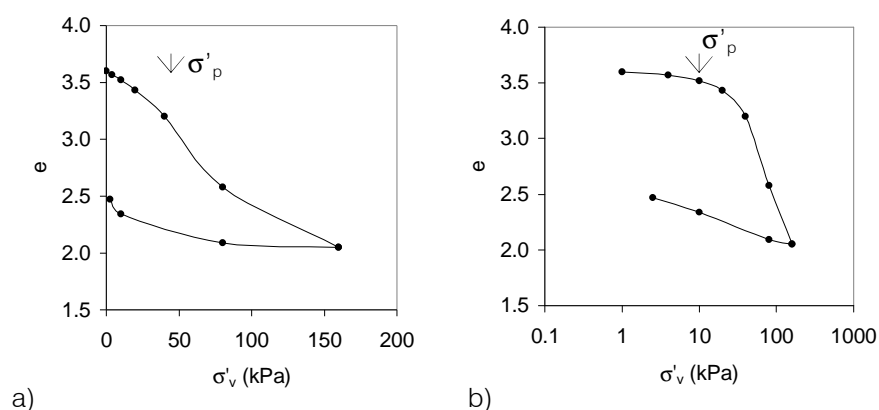


Figura 6. 3 – Resultados de um ensaio edométrico: a) tensões efectivas em escala aritmética; b) tensões efectivas em escala logarítmica.

A parte inicial do diagrama e - $\log \sigma'$, antes de σ'_p , com declive mais reduzido, corresponde a tensões *in situ* já anteriormente experimentadas pelo solo (trata-se, então, de tensões de recompressão), enquanto que o troço rectilíneo após σ'_p corresponde à gama de tensões ainda não experimentadas pelo solo, e é, por isso, designado de “ramo virgem” da curva. A tensão, σ'_p , correspondente ao fim do troço de recompressão, início do “ramo virgem”, é denominada de *tensão de pré-consolidação*.

A definição rigorosa da tensão de pré-consolidação a partir dos resultados dos ensaios edométricos nem sempre é fácil, tendo, por isso, havido várias propostas de procedimentos empíricos para a determinação objectiva daquela tensão. A metodologia mais divulgada baseia-se na construção geométrica de Casagrande¹.

A construção consiste no seguinte:

a) localizar o ponto da curva e - $\log \sigma'$ de menor raio de curvatura; b) nesse ponto traçar uma recta horizontal e uma tangente à curva; c) traçar a bissectriz ao ângulo formado pelas duas linhas anteriores; d) prolongar a parte rectilínea da curva edométrica até interceptar a bissectriz; e) a abcissa deste ponto de intersecção corresponde à tensão de pré-consolidação.

6.1.4 RAZÃO DE SOBRECONSOLIDAÇÃO (*OVERCONSOLIDATION RATIO*) – OCR

Define-se razão de sobreconsolidação, ou grau de sobreconsolidação, como a razão entre a tensão de pré-consolidação, σ'_p , e a tensão efectiva vertical em repouso:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (6. 6)$$

Nos solos *normalmente consolidados* o OCR medido é próximo da unidade. Enquanto que nos solos *sobreconsolidados* o OCR é superior 1. Mais raros são os solos *subconsolidados*, ou ainda em consolidação, em que o OCR é menor que 1.

A sobreconsolidação dos solos pode ter várias origens. Seguidamente, referem-se as mais frequentes:

- Erosão de camadas sobrejacentes – principalmente nos maciços mais antigos, após a deposição das várias camadas e do respectivo carregamento, pode ter-se seguido um ou vários períodos de erosão, com consequente alívio de tensões nas camadas remanescentes. Nestas condições a tensão efectiva vertical em repouso, σ'_{v0} , é inferior à máxima tensão já anteriormente instalada no solo, σ'_p , e, como tal, o maciço fica sobreconsolidado. Esta é uma das principais causas da sobreconsolidação dos maciços;
- Dessecação – próximo da superfície de um depósito de argila normalmente consolidada, devido aos ciclos de molhagem e secagem, pode aparecer uma camada superficial sobreconsolidada. Na parte temporariamente emersa do maciço, desenvolvem-se, por capilaridade, pressões intersticiais negativas de valor elevado, que ocasionam tensões efectivas, também muito elevadas, causadoras da referida sobreconsolidação;
- Variações do nível freático – se o nível de água sofrer uma elevação dentro do terreno, as tensões efectivas serão aliviadas, provocando sobreconsolidação.

Existem outros factores que causam efeitos semelhantes aos da sobreconsolidação, mas que não são efectivamente processos de sobreconsolidação, já que neles não participa, necessariamente, uma tensão efectiva vertical, σ'_p , superior à tensão efectiva de repouso, σ'_{v0} . Existe sim uma tensão de cedência, σ'_{vm} , que por processos de precipitação química (solos sedimentares) ou de alteração físico-química (solos residuais) é elevada a níveis superiores aos de σ'_{v0} .

São exemplos desse tipo de *pré-consolidação virtual*, os que se devem à precipitação de elementos químicos solúveis, como compostos de sílica, de alumina e de carbonatos, entre os grãos, provocando cimentação, e os que se devem à alteração residual de rochas preexistentes. Neste último caso, a diferença de tensões observada deve-se às ligações residuais entre as partículas do solo herdadas da rocha pré-existente.

Sob o ponto de vista prático e, citando Ortigão (1995) *“qualquer que seja a causa, o importante é ter em mente que, se o material for carregado abaixo de σ'_p ” (ou σ'_{vm}), “as deformações serão pequenas e reversíveis e o material apresenta comportamento que se pode admitir como elástico; carregando-se acima de σ'_p ” (ou σ'_{vm}), “as deformações serão grandes e irreversíveis e o solo apresenta comportamento admitido como plástico”.*

6.1.5 PARÂMETROS DA COMPRESSIBILIDADE

Interessa recordar alguns parâmetros que se retiram das curvas edométricas, usados para a avaliação das deformações volumétricas associadas a cada nível de tensão. A Figura 6.4 permite a explicitação imediata dos conceitos de **índice de compressibilidade, C_c** , **índice de recompressibilidade, C_r** , e de **coeficiente de compressibilidade, a_v** . Assim, tem-se:

C_c - índice de compressibilidade,

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \right| = \left| \frac{e_2 - e_1}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} \right| \quad (6.7)$$

com σ'_1 e σ'_2 escolhidos no ramo virgem da curva $e - \log \sigma'$.

C_r - índice de recompressibilidade,

$$C_r = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \right| = \left| \frac{e_2 - e_1}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} \right| \quad (6.8)$$

com σ'_1 e σ'_2 escolhidos no ramo de recompressão da curva $e - \log \sigma'$.

a_v - coeficiente de compressibilidade,

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \right| \quad (6.9)$$

A compressibilidade pode ser avaliada, não em função do índice de vazios, mas em função da porosidade, n , obtendo-se o chamado **coeficiente de compressibilidade volumétrica**¹, m_v ,

$$m_v = \left| \frac{\Delta n}{\Delta \sigma'} \right| = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (6.10)$$

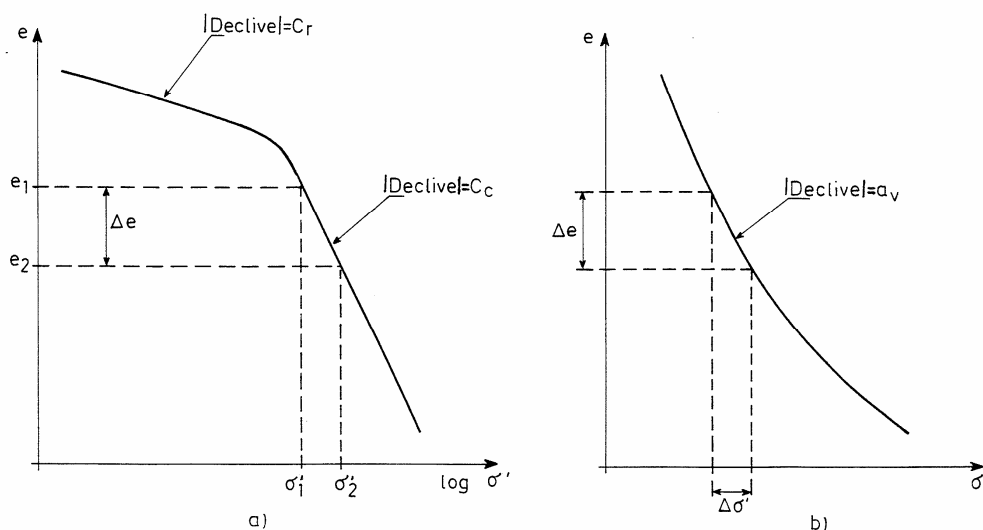


Figura 6. 4 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo: a) tensões em escala logarítmica; b) tensões em escala aritmética (Fernandes, 1994).

¹ O sufixo volumétrico tem a ver com o facto de a relação estar estabelecida em função do volume total da amostra e não em função do índice de vazios $\Delta n = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$.

O inverso de m_v tem o significado físico de um módulo de deformabilidade¹ do solo para condições em que as extensões horizontais são nulas, ou seja, o inverso de m_v é o **módulo de deformabilidade volumétrico** do solo, correntemente designado de **módulo edométrico** do solo.

$$E_{\varepsilon_{h=0}} = \frac{1}{m_v} \quad (6.11)$$

6.1.6 TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO DE TERZAGHI

A teoria da consolidação, tal como é traduzida pelo modelo analógico de Terzaghi, determina que um acréscimo de carga num solo saturado de baixa permeabilidade seja, inicialmente, suportado pela fase líquida intersticial. Ao longo do tempo, produz-se o escape da fase líquida, a deformação volumétrica do solo correspondente, e, simultaneamente a transferência do acréscimo de carga para o esqueleto sólido do solo. A consolidação primária termina quando o acréscimo é totalmente transferido da fase líquida para a fase sólida.

A questão fundamental da teoria da consolidação é saber a que ritmo ocorre a transferência de tensões da água para as partículas sólidas. Em condições unidimensionais (fluxo de água apenas na direcção vertical), a equação 6.12 (equação de consolidação de Terzaghi) quando integrada, tendo em devida consideração as condições de fronteira, fornece uma resposta a essa questão, ou seja, proporciona a evolução no espaço e no tempo da dissipação do excesso de pressão intersticial, u_e .

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (6.12)$$

onde o **coeficiente de consolidação**, c_v , é dado por:

Em termos de parâmetro m_v , o assentamento, S_c , que uma camada de espessura inicial h_0 sofre é dado pela expressão $S_c = m_v h_0 \Delta \sigma'_v$ ou seja $\Delta \sigma'_v = \frac{1}{m_v} \frac{S_c}{h_0}$, sendo que $\frac{S_c}{h_0}$ representa fisicamente uma extensão vertical

Assim, de acordo com a teoria da elasticidade, o inverso de m_v tem o significado de um módulo de elasticidade (ou de deformabilidade)

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (6.13)$$

onde:

K – coeficiente de permeabilidade

γ_w - peso volúmico da água

A solução matemática de Terzaghi tem por base o seguinte conjunto de hipóteses:

1. o solo é homogéneo e está saturado;
2. a compressibilidade da água e das partículas sólidas do solo são desprezáveis;
3. as deformações e o fluxo são unidireccionais;
4. é válida a Lei de Darcy ($v_z = k i_z$);
5. as deformações são infinitesimais, ou seja, os assentamentos são pequenos quando comparados com a espessura total da camada; os fenómenos verificados em massas de dimensões infinitesimais são extrapoláveis para massas de dimensões reais;
6. c_v permanece constante durante a consolidação; para um pequeno intervalo de tensões e deformações consideram-se constantes os coeficientes de permeabilidade, k , e de compressibilidade volumétrica, m_v ;
7. admite-se a inexistência de fluência do esqueleto sólido, sendo o índice de vazios e a porosidade apenas dependentes da tensão efectiva.

Fica, assim, claro que o fenómeno da consolidação, tal como foi apresentado, acontece em condições muito particulares, com maior ou menor importância dentro dos processos de compressibilidade, conforme a natureza dos solos tratados.

6.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A METODOLOGIA DE ENSAIOS EDOMÉTRICOS.

O ensaio edométrico, por aplicação de patamares de tensão durante 24 horas, é, geralmente, o ensaio tomado como de referência. A grande aceitação deste procedimento deve-se, em grande medida, à sua simplicidade e ao facto dos registos poderem facilmente ser efectuados, directamente, pelo técnico de laboratório, sempre à mesma hora do dia. No entanto, com o advento dos sistemas de aquisição automática de dados e dos sistemas de ensaio servo-controlados, dispõe-se, presentemente, de um novo conjunto de possibilidades para a optimização qualitativa destes ensaios.

Os novos ensaios oferecem grande versatilidade de procedimentos, possibilitando controlar os gradientes, as velocidades de deformação ou de carregamento, a aplicação de contra-pressões, etc. No entanto, para que estes procedimentos, teoricamente vantajosos, se tornem métodos de rotina é necessário:

- i) proceder à comparação dos resultados obtidos com os resultantes da aplicação dos métodos tradicionais, já normalizados;
- ii) calibrar o novo procedimento com dados de observação de obras reais, com vista ao estabelecimento de novas metodologias de projecto;
- iii) procurar um compromisso entre as rígidas necessidades dos ensaios de investigação e as necessidades económicas dos ensaios de rotina.

6.2.1. SATURAÇÃO DOS PROVETES

Uma das condições de validade da teoria da consolidação vertical de Terzaghi é que o solo esteja completamente saturado. Nos ensaios, por escalões de tensão, realizados com os equipamentos clássicos, a saturação é, geralmente, efectuada por imersão da amostra. É hoje bem conhecido que este procedimento não garante a condição de saturação, em especial em solos argilosos, sendo inadequado quando se pretende medir as pressões intersticiais geradas no decorrer do ensaio ou quando se pretende realizar ensaios a velocidade de deformação constante (na terminologia anglo-saxónica, ensaios CRS – *controlled rate of strain*).

Foi, também, demonstrado que, em ensaios por patamares ou escalões de tensão, a saturação imperfeita da amostra pode afectar significativamente os resultados obtidos. Por exemplo, os valores de c_v , para tensões reduzidas, em ensaios com provetes simplesmente imersos, podem ser uma a dez vezes menores que os obtidos quando se impõem contra-pressões no processo de saturação das amostras. No entanto, verifica-se que os parâmetros de compressibilidade (C_c e C_s) se mantêm da mesma ordem de grandeza (Ducasse *et al.*, 1985).

Actualmente, o uso de contra-pressão (*back-pressure*) é a forma mais satisfatória de obter a saturação completa do solo. Para isso, tem surgido um grande número de modelos de células edométricas que permitem a sua aplicação. No entanto, o recurso a contra-pressão reveste-se de alguns riscos, especialmente em alguns tipos de solos, uma vez que a sua introdução pode induzir a expansão do provete, a qual deve ser, o mais

possível, evitada. Por outro lado, em solos colapsíveis, como é o caso do *loess*, podem surgir assentamentos devido ao colapso da estrutura do solo.

Para a maioria dos solos argilosos mais compressíveis é geralmente suficiente impor uma contra-pressão da ordem de grandeza da pressão hidrostática *in situ* (Ducasse *et al.*, 1985). No entanto, existem procedimentos experimentais para a determinar um valor adequado para a contra-pressão. O mais usual consiste em fazer aumentar progressivamente a contra-pressão até que o volume de água que entra no provete seja negligenciável. Considera-se, então, o provete saturado e essa contra-pressão *back-pressure* como suficiente. O procedimento descrito pode ser desaconselhável em solos com marcada tendência para a expansão sendo exigidos procedimentos especiais.

O processo de saturação por contra-pressão nos ensaios edométricos é relativamente rápido. Nas *Argilas de Aveiro*, foi, geralmente, inferior a uma hora. No entanto, recomenda-se que o procedimento permaneça durante algumas horas, previamente ao início do ensaio, para garantir a completa dissolução das bolhas de ar na água.

6.2.2. ENSAIOS POR PATAMARES DE TENSÃO

Como já se referiu, o ensaio por patamares de tensão, que foi durante muitos anos o ensaio edométrico *standard*, continua a ser o ensaio mais usual na investigação laboratorial da compressibilidade dos solos argilosos. Presentemente, estes ensaios são (ou devem ser) conduzidos segundo procedimentos actuais, retirando todas as vantagens dos novos equipamentos e das novas valias computacionais.

Assim, é hoje possível:

- Seleccionar melhores equipamentos de medida ou de imposição de carga, de pressões ou de condições de fronteira;
- Garantir a completa saturação dos provetes;
- Melhorar os procedimentos de ensaio, definindo leis de carregamento e períodos entre escalões mais ajustados;
- Melhorar a interpretação dos resultados do ensaio, nomeadamente na determinação dos parâmetros de compressibilidade, na definição de critérios de remoldagem, na determinação de c_v e de k_v e na avaliação da sua variação com o nível de tensão.

A qualidade dos ensaios é, em grande medida, condicionada pelo tipo de equipamento usado. Como referido anteriormente, para assegurar a completa saturação dos provetes, os sistemas edométricos devem permitir a aplicação de *contrapressões*. Para a completa automação do ensaio, é também recomendável o uso de sistemas de carregamento hidráulico ou pneumático. Finalmente, a utilização de sistemas de aquisição automática de dados, além de versatilizar o ensaio, aumenta as possibilidades de interpretação de resultados.

A lei de carregamento classicamente usada para o ensaio edométrico consiste na aplicação de uma série de cargas, σ'_n , segundo uma razão incremental i tal que:

$$i = \frac{\sigma'_{n+1} - \sigma'_n}{\sigma'_n} \quad (6.14)$$

Geralmente, usa-se i igual a um.

Com base na experiência adquirida nos laboratórios do Laboratoire Central de Ponts Chaussées (LCPC), Ducasse *et al.* (1985) propõem a seguinte sequência de carregamentos:

i. A primeira carga aplicada ao provete, σ'_1 , deve ser inferior à tensão vertical *in situ*, σ'_{v0} , e de preferência da ordem de 5 kPa. Esta primeira carga servirá para ajustar a superfície do provete e acomodar o pistão, constituindo o primeiro ponto da curva de compressibilidade. Para solos expansivos a primeira carga deve ser igual à tensão de expansão.

ii. Até se atingir a tensão vertical *in situ*, σ'_{v0} , as cargas a aplicar devem ser $1/2\sigma'_{v0}$, $3/4\sigma'_{v0}$ e σ'_{v0} . Se o solo for sobreconsolidado, o carregamento deve continuar com incrementos de $0,5\sigma'_{v0}$ até se atingir a tensão de pré-consolidação, σ'_p ; o registo contínuo do assentamento ($\Delta H/H$) dará indicação da passagem por σ'_p . É, assim, desejável que o programa de carregamentos seja escolhido de modo que, entre a primeira tensão de carregamento e a tensão de pré-consolidação, existam quatro patamares intermédios de tensão. Segundo os autores acima citados, consegue-se que a curva de compressibilidade fique mais bem definida na vizinhança de σ'_p , e que, para a generalidade dos solos, não se excedam dez carregamentos.

iii. Quando se atinge σ'_p , deve proceder-se à descarga até ao primeiro escalão de carga σ'_1 , executando-se uma descarga intermédia, por forma a que este ponto de descarga

intermédio se situa, no diagrama $e-\log \sigma'_v$, a meio da distância entre σ'_1 e σ'_p , seguindo-se a recarga pelo mesmo trajecto de tensões (ver Figura 6. 5).

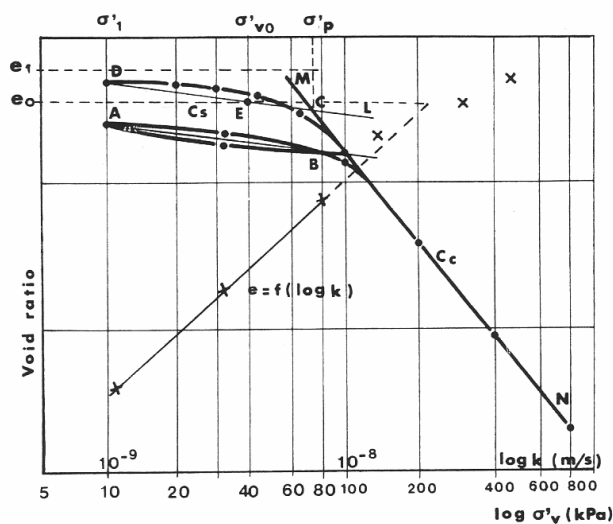


Figura 6. 5 – Curva de compressibilidade ($e-\log \sigma'_v$). (Ducasse *et al.*, 1985)

iv. Depois do ciclo de descarga-recarga, o ensaio deve prosseguir até ao final do carregamento usando uma razão incremental de 1.

v. Conforme foi já referido, por motivos de prática laboratorial, os patamares de tensão são geralmente de 24 horas. Porém, com base na experiência do *LCPC*, os referidos investigadores defendem que este tempo pode ser muito curto, para alguns solos relativamente impermeáveis, e muito longo, para outros solos. No entanto, em nenhuma circunstância se deve alterar a duração dos escalões no decorrer do ensaio, pois tal procedimento afectaria drasticamente a forma da curva de compressibilidade.

Com base na curva de compressibilidade assim obtida, os parâmetros da compressibilidade serão determinados utilizando a seguinte metodologia:

i. O índice de compressibilidade C_c , corresponde ao declive do troço linear do diagrama para grandes valores de σ'_v (declive da linha MN da Figura 6. 5);

ii. O índice de recompressibilidade C_r , é tomado como o declive médio do ciclo descarga-recarga (declive da linha AB da Figura 6. 5);

iii. A tensão de pré-consolidação, σ'_p , é obtida pela intersecção da linha DL (recta paralela a AB que passa pelo primeiro escalão de carga) com a linha MN (linha de carregamento virgem); este método simples de determinação de σ'_p tem, como principal vantagem, a facilidade de programação e, como principal desvantagem, o facto de depender da tensão escolhida para o primeiro escalão. No entanto, os autores (opus cit.) defendem que a variação de σ'_p devida à imperfeição do método de análise é inferior à variação associada à escolha do programa de carregamentos e à duração dos escalões.

Segundo esta metodologia, o declive médio do ciclo de descarga-recarga pode ser usado como critério de avaliação da remoldagem. Assim, se este declive é muito diferente do da curva de compressibilidade entre σ'_{v0} e σ'_p , então, a amostra apresenta remoldagem.

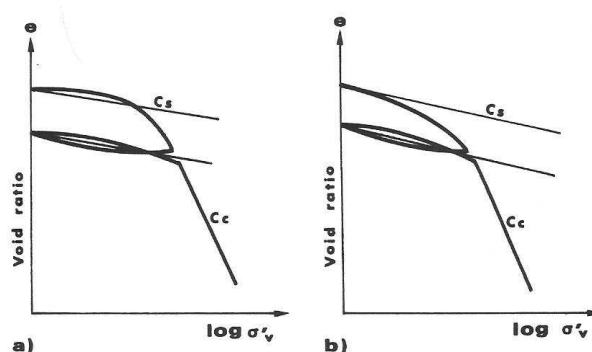


Figura 6. 6 – Critério para avaliação da remoldagem do provete, usando a curva de compressibilidade; a) amostra indeformada b) amostra remoldada.

Quando a linha que passa pelo primeiro ponto da curva, paralela ao ajuste linear do ciclo descarga-recarga, intersecta a curva de compressibilidade, a amostra pode ser tomada como indeformada (Ducasse *et al.*, 1985 – ver Figura 6. 6).

Quanto à determinação do coeficiente de consolidação, c_v , o *LCPC* recomenda o uso do método de Taylor (método da raiz quadrada do tempo), já que o método de Casagrande (método do logaritmo do tempo) é mais susceptível de ser afectado pela fluência, especialmente para solos com considerável compressibilidade secundária.

6.2.3. ENSAIO A VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO CONSTANTE (*CONSTANT RATE OF STRAIN – CRS*)

No sentido de diminuir o tempo envolvido na realização dos ensaios de consolidação, surgiram alguns ensaios alternativos aos ensaios por escalões de tensão. Na base destes novos procedimentos mantêm-se os pressupostos da teoria da consolidação de Terzaghi, mas a equação diferencial da consolidação é resolvida tomando como constante um parâmetro (a deformação, o gradiente hidráulico, o carregamento ou o grau de consolidação) que seja possível de controlar no decurso do ensaio edométrico, tendo surgido os seguintes novos ensaios de consolidação:

- o Ensaio com velocidade de deformação constante (*constant rate of strain – CRS*);
- o Ensaio com gradiente hidráulico controlado (*controlled hydraulic gradient – CHG*);
- o Ensaio com ritmo de carregamento constante (*constant rate of loading – CRL*);
- o Ensaio com ritmo de consolidação constante (*constant rate of consolidation – CRC*).

A realização destes ensaios obriga, conforme facilmente se percebe, ao uso de sistemas automáticos de aquisição e de controlo. Por outro lado, torna-se indispensável o real controlo das condições de saturação das amostras, pelo que, todos eles contemplam uma fase de saturação com recurso a contra-pressão.

De entre todos, o ensaio de consolidação com velocidade de deformação constante (*CRS*) é o mais usado, pelo que, vai ser objecto de apresentação mais detalhada.

O ensaio a velocidade de deformação constante¹ (*CRS*) foi inicialmente apresentado por Hamilton e Crawford, em 1959 (cit. Armour & Drnevich, 1986), como um método rápido de determinação da tensão de pré-consolidação. Wissa *et al.* (1971) desenvolveram a teoria base de interpretação do método. Seguem-se várias propostas para a obtenção dos seguintes parâmetros: coeficiente de consolidação (c_v), índice de compressibilidade (C_c), módulo de deformabilidade volumétrico (m_v), e coeficiente de pressão intersticial (*PPR*), partindo da teoria de Wissa *et al.* (1971).

¹ Nota Importante: a designação de velocidade de deformação constante, tem que ver com o facto de efectivamente a velocidade de deformação ser constante durante o ensaio. No entanto, não se trata de uma velocidade absoluta ($\Delta\ell/\Delta t$), mas sim de uma velocidade relativa, que depende da extensão inicial do provete ($[\Delta\ell/\ell_0]/\Delta t$). Assim parece mais adequado usar o termo *ritmo* em vez do termo *velocidade*.

O coeficiente de pressão intersticial, *PPR* (*poro pressure ratio*, na terminologia anglo-saxónica), é definido como:

$$PPR = \frac{u_b}{\sigma_v} \quad (6.15)$$

onde

u_b – pressão intersticial na base do provete;

σ_v – tensão vertical total aplicada.

Gorman *et al.* (1978) sugerem que, durante a execução do ensaio *CRS*, o coeficiente de pressão intersticial, *PPR*, deve ser inferior a 32%, e a pressão intersticial na base, u_b , não deve ser inferior a 7 kPa, a fim de permitir uma correcta avaliação de c_v .

Em 1982 a norma *ASTM, D4186 – Test for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading*, baseada nos trabalhos de Gorman *et al.* (1978), estabelece o valor do ritmo de deformação (r) directamente a partir do limite de liquidez do solo.

No entanto, a selecção do valor do ritmo de deformação está directamente relacionada com a escolha do coeficiente de pressão intersticial, *PPR* que se admite no ensaio. A norma *ASTM D4186* estabelece que o *PPR* deve situar-se entre 3 e 20% e que, o ritmo de deformação, r , deve ser ajustado caso o *PPR* não se situe nestes limites. Wissa *et al.* (1971), por outro lado, recomendam velocidades de deformação para as quais resultem coeficientes de pressão intersticial entre 20 e 50%.

Mais recentemente, Almeida *et al.* (1995) propõem um método para estimar o coeficiente *PPR* e definir o ritmo de deformação, r , a usar em argilas moles, tendo por base o ritmo de deformação medido para um dado grau de consolidação, num único escalão de consolidação incremental. Estabelecendo o paralelismo entre as condições de consolidação impostas no ensaio por incrementos e no ensaio *CRS*, Almeida *et al.* (1995), considerando o ensaio convencional com razão incremental igual a $\sigma_0/\sigma_v = 0,5$, chegaram à seguinte expressão:

$$PPR = \frac{u_b}{\sigma_v} = \frac{2H_{cr}}{H_{il}} e^{\frac{-\pi^2 T_v}{4}} \quad (6.16)$$

onde

H_{cr} = altura do provete no ensaio *CRS*,

H_{il} = altura do provete no ensaio por incrementos da tensão.

Sendo o factor tempo, T_v , função apenas do grau de consolidação, U , pode construir-se o gráfico da Figura 6. 7, que relaciona o PPR com o grau de consolidação, U .

Para valores de U elevados a influência da compressão secundária torna-se substancial. Por essa razão, o valor mínimo de PPR sugerido é 10%, correspondendo, aproximadamente, a $U=95\%$.

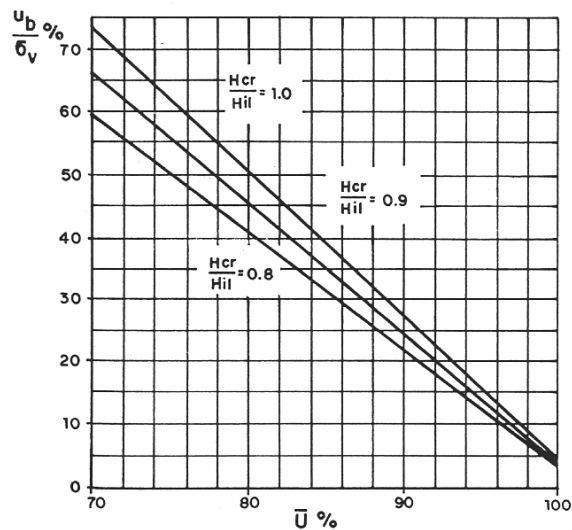


Figura 6. 7 – Relação entre o grau de consolidação, U , e o coeficiente de pressão intersticial, PPR (Almeida *et al.*, 1995)

Pode, então, num único carregamento incremental determinar-se a velocidade de deformação associada a um determinado intervalo de U e usar o valor médio para prever o coeficiente de pressão intersticial que essa velocidade gerará no ensaio CRS .

Para as argilas moles estudadas, valores de U entre 75 e 90% proporcionaram velocidades de deformação na ordem de $5.3 \times 10^{-6} s^{-1}$, que geraram valores de PPR em torno de 20% (10-30%). A boa correspondência entre os resultados dos ensaios por escalões (IL) e dos ensaios CRS (CR) é ilustrada na Figura 6. 8

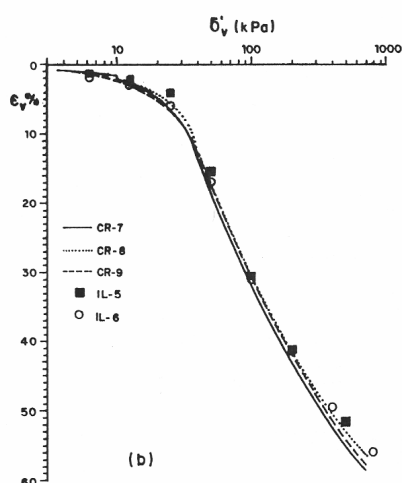


Figura 6. 8 – Deformação vertical versus tensão efectiva para ensaios por escalões (IL) e para ensaios CRS (Almeida *et al.*, 1995)

6.3. AVALIAÇÃO DA COMPRESSIBILIDADE DE ARGILAS FORTEMENTE SOBRECONSOLIDADAS

A avaliação da compressibilidade dos solos argilosos está muito dependente da sua história de tensões. O comportamento diverge significativamente conforme o nível de tensões da solicitação se situe no domínio da recarga ou num novo nível de tensões. Daí que, geralmente, se distingam dois tipos de comportamento: comportamento normalmente consolidado e comportamento sobreconsolidado.

No caso particular dos solos tratados na presente dissertação, merece especial atenção o comportamento sobreconsolidado, já que, nestes solos, uma grande gama de tensões, recai no domínio da recompressão.

Outro aspecto relevante na compressibilidade dos solos argilosos é a influência do factor tempo. A fluência e a relaxação são efeitos a ter em conta, especialmente, quando o tempo de consolidação vai muito para além do período necessário à consolidação hidrodinâmica (consolidação primária)¹. Os assentamentos registados após a consolidação primária resultam, essencialmente, da compressão do esqueleto sólido do solo, ou seja, da consolidação secundária.

¹Embora, sob o ponto de vista teórico, a consolidação primária só termine para tempo infinito, é, geralmente, aceite o critério de dar por terminada a consolidação primária quando se atinge uma dissipação de pressão intersticial de 99%, de 95% ou mesmo de 90%.

“A curva de compressão edométrica de argilas duras apresenta uma singularidade que um experimentador desprevenido poderia tomar por uma tensão de pré-consolidação, no entanto a sua grandeza é independente da profundidade da amostra. Esta singularidade representa o nível a que ficaram «bloqueadas» as tensões atractivas e repulsivas entre as partículas. Esta grandeza depende de facto da tensão de pré-consolidação, mas depende também de muitas coisas mais: composição mineralógica, composição electrolítica e idade da formação” (Folque, 1988).

Nas argilas moles, o ensaio edométrico é a principal ferramenta para a determinação dos parâmetros indispensáveis à previsão da amplitude e do tempo de ocorrência dos assentamentos. Ao contrário, nas argilas duras raramente se usa este ensaio para determinação de tais parâmetros de compressibilidade. Neste tipo de argilas a compressibilidade é geralmente inferida a partir de ensaios *in situ*, por exemplo, a partir de ensaios pressiométricos.

Em consequência, o estabelecimento e a validação dos princípios de interpretação do ensaio edométrico têm sido efectuados sobre solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados. Por esse motivo, estes métodos clássicos não estão adaptados ao estudo de solos duros e a sua aplicação directa pode conduzir a erros importantes nos parâmetros da compressibilidade.

Por outro lado, estes parâmetros fornecem informações essenciais sobre o comportamento do solo. Especialmente o valor do *OCR* (razão de sobreconsolidação) da argila, directamente relacionado com a tensão de pré-consolidação (em rigor, pelo que foi já referido, a *OCR* está directamente relacionada com a tensão de cedência experimentalmente obtida), que determina em grande medida o estado de tensão *in situ*, assim como os valores aparentes e efectivos da resistência ao corte e dos módulos de deformabilidade.

Acresce, ainda, que os parâmetros determinados a partir dos ensaios edométricos são usados em certos modelos numéricos para descrever o comportamento destas argilas, parecendo, portanto, necessário, estabelecer procedimentos do ensaio edométrico que sejam de aplicação fiável às argilas duras (Josseaume *et al.*, 1991).

6.3.1. FACTORES CONTROLADORES DAS VARIAÇÕES VOLUMÉTRICAS

Os factores que controlam as variações volumétricas dos solos argilosos, no geral, e das argilas duras, em particular, não são muito distintos daqueles que determinam os restantes comportamentos do solo. Mitchell (1993) divide esses factores em dois grupos – factores composicionais (tipo e quantidade de cada mineral, tipo de catiões adsorvidos, forma e a distribuição granulométrica das partículas e composição da água intersticial) e factores ambientais (teor de água, compactidade, pressão de confinamento, temperatura e *fabric*). Os factores composicionais determinam a gama potencial de valores da propriedade, os factores ambientais determinam o valor registado para cada propriedade. Para estudar os factores ambientais é necessário dispor de amostras indeformadas ou de medições *in situ*.

Apesar da variação volumétrica de um solo como resposta a uma alteração do seu estado de tensão depender de todos os factores acima referidos, o potencial total de expansão ou de colapso é, essencialmente, determinado pelo tipo e pela quantidade de minerais argilosos presentes.

Com base nas considerações anteriormente feitas (capítulo 3) sobre a estrutura e as ligações inter-camadas dos minerais argilosos, é de supor que as argilas onde predominam minerais do grupo da montmorilonite e do grupo da vermiculite sejam mais susceptíveis a variações volumétricas do que as argilas predominantemente cauliníticas ou ilíticas. Efectivamente, a experiência assim o confirma.

No entanto, não é possível estabelecer correlações únicas entre a expansão ou a tensão de expansão e as propriedades directamente relacionadas com o tipo e o teor de minerais argilosos (por exemplo, o índice de plasticidade), devido à dependência do comportamento do estado inicial do solo (teor de água, compactidade e estrutura) e de outros factores ambientais. A Figura 6. 9 é elucidativa disso mesmo.

Assim, os factores composicionais constituem um importante guia na previsão da magnitude das variações volumétricas. No entanto, a real quantificação dessas variações terá sempre por base a execução de ensaios sobre amostras indeformadas, em apropriadas condições físico-químicas.

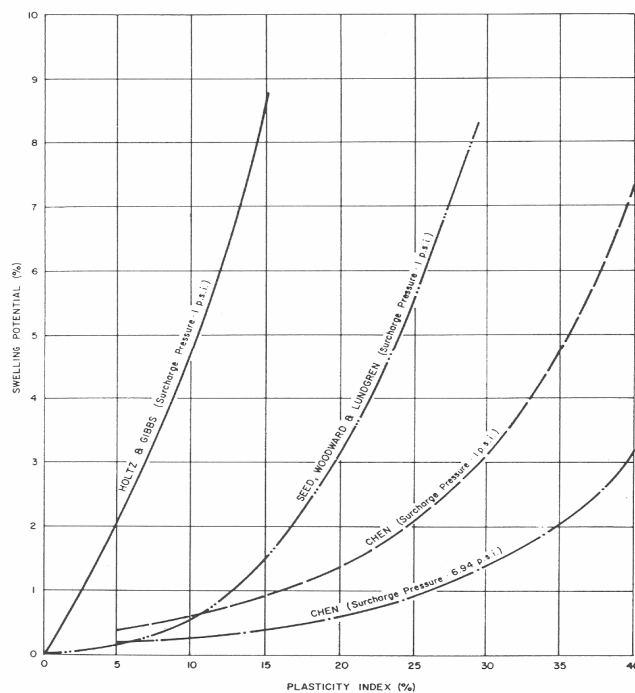


Figura 6. 9 – Quatro correlações estabelecidas entre o potencial de expansão e o índice de plasticidade.

(Chen, 1975, *in* Mitchell, 1993)

Para um mesmo solo, ou seja, para uma suposta composição mineralógica, as variações volumétricas são resultado de alterações nas tensões aplicadas, alterações de quimismo, da humidade ou alterações da temperatura. Sob o ponto de vista geotécnico, os efeitos da alteração do estado de tensão são, geralmente, os mais importantes.

Conforme foi já referido, a resposta volumétrica às variações de tensão é avaliada através de dois índices – índice de compressibilidade, C_c (ou de recompressibilidade, C_r) e índice de expansibilidade, C_s . Geralmente, o índice de expansibilidade é significativamente inferior ao de compressibilidade, devendo-se isso ao rearranjo textural das partículas durante a compressão, o que não acontece na expansão. Após um ou mais ciclos de carga-descarga, os índices de recompressão e de expansão tendem a ser iguais (no gráfico semi-logarítmico da Figura 6. 10, o declive de AB é significativamente maior que o de BC, o qual é próximo de CD).

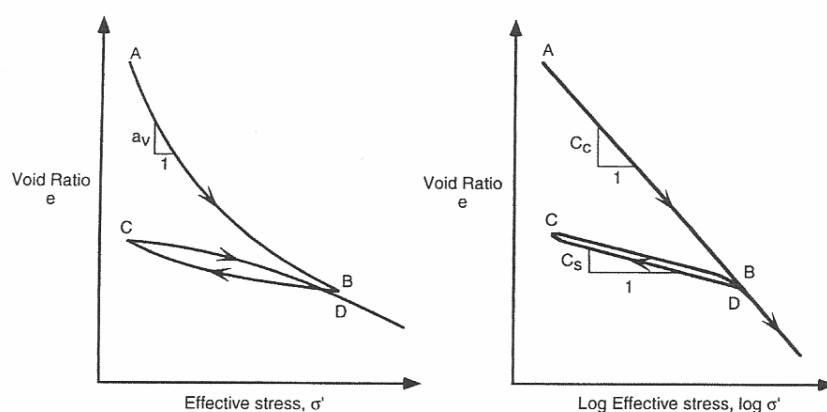


Figura 6. 10 – Idealização do comportamento de carga-descarga-recarga. (Mitchell, 1993)

O andamento das curvas de carga, de descarga e de recarga, ou seja, a resposta volumétrica às variações de tensão, depende, essencialmente, dos seguintes factores (Mitchell, 1993):

1. Interações físicas entre partículas – estas interações traduzem-se em estiramento, deslizamento, rolamento ou quebra das partículas do solo, devido ao aumento da tensão efectiva; a importância das interações físicas aumenta com o aumento da dimensão das partículas e com o aumento do nível de tensão;
2. Interações físico-químicas – estas interações foram detalhadamente tratadas no capítulo 3; incluem-se, aqui, as interações físico-químicas entre partículas e entre as partículas e a água intersticial; dependem das forças de superfície e da composição química da água intersticial; qualquer modificação química que contraia a “dupla camada” leva a uma redução da expansibilidade ou da tensão de expansão; a composição mineralógica determina em grande medida a extensão destas interações; as interações físico-químicas tornam-se mais importantes para os solos mais finos sujeitos a baixos níveis de tensão e com elevados índices de vazios;
3. Ambiente geoquímico – em determinados ambientes geoquímicos, alguns elementos em solução precipitam, originando cimentos carbonatados, siliciosos ou ferruginosos, que vão ligar os grãos do solo, aumentando a sua resistência às variações volumétricas;
4. Temperatura – o aumento da temperatura tem como efeito o aumento do volume em sistemas não drenados e a diminuição de volume em sistemas drenados;

5. *Fabric e estrutura*¹ – os solos com estrutura floculada ou aberta são, geralmente, mais expansivos que os solos com estrutura dispersa; por outro lado, para tensões inferiores à tensão de pré-consolidação, os solos com estrutura floculada são menos compressíveis que os solos com estrutura dispersa, enquanto que, para tensões que excedem a tensão de pré-consolidação, acontece o contrário;

6. Trajectória de tensões – a compressão ou a expansão associada a uma determinada variação na tensão depende da trajectória de tensões seguida; o comportamento ao carregamento ou à descarga, entre duas tensões, varia consideravelmente conforme seja efectuada de uma só vez ou com escalões intermédios (ver Figura 6. 11);

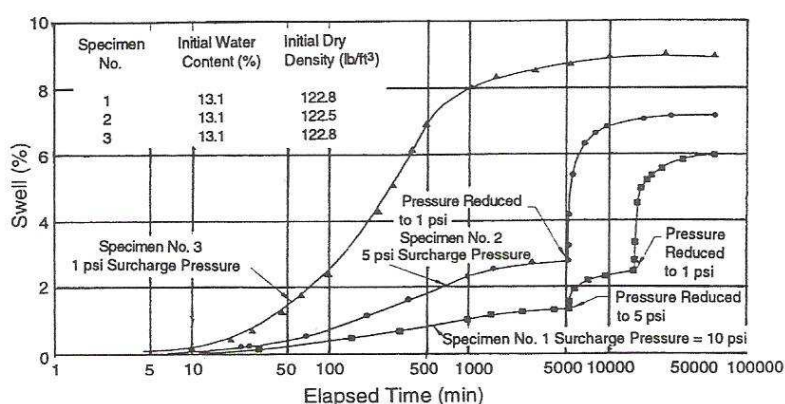


Figura 6. 11 – Efeito da trajectória de tensões na expansibilidade de uma areia argilosa (Seed *et al.*, 1962 in Mitchell, 1993)

7. História de tensões – um solo sobreconsolidado é menos compressível, mas mais expansivo, que um solo idêntico (com o mesmo índice de vazios) mas normalmente consolidado.

Mais do que a determinação dos parâmetros característicos das argilas aqui estudadas, na presente dissertação pretende-se pesquisar alguns destes aspectos.

¹Embora, sob o ponto de vista teórico, a consolidação primária só termine para tempo infinito, é, geralmente, aceite o critério de dar por terminada a consolidação primária quando se atinge uma dissipação de pressão intersticial de 99%, de 95% ou mesmo de 90%.

6.3.2. DETERMINAÇÃO LABORATORIAL DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE EM ARGILAS DURAS

Na avaliação da compressibilidade das argilas fortemente sobreconsolidadas adquire particular importância a avaliação dos parâmetros de recompressibilidade, ou seja, aqueles que controlam os comportamentos de expansão e de recompressão, já que para a generalidade das aplicações, as solicitações impostas não ultrapassam as elevadas tensões de pré-consolidação (ou de cedência) características destes materiais.

Geralmente, esta avaliação envolve a execução de ensaios edométricos com ciclos de descarga-recarga, simples ou múltiplos, e ensaios de expansão impedida ou de expansão livre. Os ensaios de expansão impedida servem para determinar a tensão de expansão, que se desenvolve a deformação nula¹, quando o solo é colocado em contacto com a água gravítica ou pressurizada. O ensaio de expansão livre serve, essencialmente, para avaliar a variação volumétrica de um solo não carregado em contacto com a água e para determinar o tempo de expansão e a evolução da expansão no tempo.

Para argilas muito expansivas é, geralmente, recomendável a montagem dos provetes a seco, para evitar que o contacto com a água, durante a montagem, altere os parâmetros de estado iniciais do provete.

Quando se pretende determinar os parâmetros de compressibilidade de argilas muito sobreconsolidadas, especialmente na determinação do coeficiente de compressibilidade, C_c , e da tensão de pré-consolidação, σ_p' , verifica-se, não raramente, que a capacidade dos equipamentos convencionais em termos de tensões (geralmente inferiores a 2000 kPa) não permite uma clara definição do ramo virgem, já que, frequentemente, as tensões de pré-consolidação (ou de cedência) destes materiais são da mesma ordem de grandeza.

É, deste modo, necessário recorrer a ensaios edométricos de alta pressão, nos quais as tensões aplicadas podem atingir valores dez vezes superiores às usadas nos ensaios convencionais (ensaio de baixa pressão).

¹ Em rigor não se trata de deformação nula mas sim de uma deformação em torno de zero, já que os actuais sistemas de leitura de força têm por base leituras de deformação.

As boas práticas recomendam que, em qualquer ensaio que envolva aplicação de forças, seja bem conhecida a deformabilidade própria do equipamento (“compliance” do sistema). Se isso é válido para a generalidade dos ensaios, no caso dos ensaios sobre solos duros, com deformabilidades relativamente baixas e envolvendo tensões elevadas, esse assunto tem particular pertinência.

6.3.2.1. AVALIAÇÃO DA EXPANSIBILIDADE (ENSAIOS DE EXPANSÃO LIVRE E ENSAIOS DE EXPANSÃO IMPEDIDA)

Como referido, o ensaio de expansão livre serve, essencialmente, para determinar o potencial de expansão de um solo quando posto em contacto com a água e para estimar o tempo necessário para essa expansão. O equipamento, usado neste ensaio, consiste num dispositivo que permite medir a variação da altura do solo colocado no interior de um anel metálico, sobre uma placa porosa, que permite o acesso da água ao solo. O resultado é apresentado sob a forma de um gráfico com a representação da expansão *versus* tempo. Este ensaio aplica-se, geralmente, a amostras remoldadas, pelo que traduz, principalmente, o contributo composicional para o potencial de expansão.

Potencialmente mais relevante, sob o ponto de vista geotécnico, é o ensaio de expansão impedida. Este ensaio foi concebido para determinar a tensão de expansão gerada pelo acesso da água ao solo. Frequentemente, consiste numa primeira fase do ensaio de consolidação edométrica, durante a qual são aplicadas, sucessivamente, pequenas cargas de modo a contrariar qualquer variação de deformação vertical do provete. Trata-se de um ensaio de difícil execução nos equipamentos edométricos mecânicos, onde o carregamento e as leituras são efectuadas manualmente, devido a:

- o dificuldade de leitura de pequenas deformações;
- o dificuldade de aplicação de pequenas cargas;
- o impossibilidade de incorporar em tempo real a “compliance” do sistema.

A Figura 6. 12 mostra a importância das deformações devidas ao equipamento no ensaio de expansão impedida. A uma tensão de expansão não corrigida de 175 kPa corresponde uma tensão de expansão corrigida de 260 kPa.

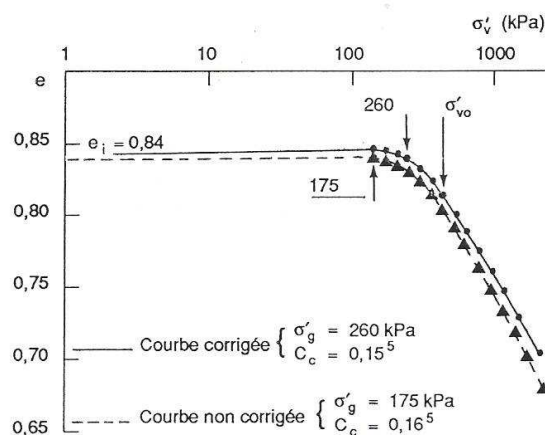


Figura 6. 12 – Curvas de compressibilidade não corrigida e corrigida das deformações do equipamento, obtidas num ensaio de expansão impedida (Josseaume *et al.*, 1991)

No entanto, estes problemas são ultrapassados quando se dispõe de equipamentos servo-controlados, como o que foi usado nas investigações presentes nesta dissertação, capaz de reagir, de forma estável, a deformações de apenas alguns micra, através de carregamentos muito reduzidos (1 kPa) e com correcção em tempo real da “compliance” do sistema.

6.3.2.2 ENSAIOS EDMÉTRICOS CONVENCIONAIS, POR PATAMARES ATÉ ALTAS TENSÕES E A VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA.

A aplicação dos ensaios edométricos às argilas duras obriga a que sejam tomadas algumas medidas especiais, quer na execução dos ensaios, quer na interpretação dos seus resultados, medidas sem as quais a correcta determinação dos parâmetros edométricos pode ficar comprometida.

Desde logo, a preparação dos provetes para ensaio requer cuidados especiais. Embora estes cuidados possam variar, dependendo do tipo de ensaio pretendido, é, geralmente, importante:

- o evitar os topos das amostras, onde existe maior possibilidade de descompressão e alteração do teor de água;
- o evitar a aplicação de tensões elevadas ou bruscas na cravação do anel porta-amostra, o que, geralmente, não é fácil dada a dureza do solo; recomenda-se o uso de um sistema de cravação com força contínua devidamente controlado e,

também, o uso de anéis com superfícies bem rectificadas e com biséis de corte de baixo ângulo;

- o deixar a superfície do provete ligeiramente abaixo da aresta superior do anel porta-amostra, de forma a garantir que o topo do provete não perde o confinamento oferecido pelo anel quando se executam descargas ou o ensaio de expansibilidade livre;
- o instalar o provete na célula edométrica a seco, ou seja, com as placas porosas secas, evitando-se, assim, a indesejada ocorrência de expansão do provete durante o processo de montagem.

Alguns autores (Josseaume *et al.*, 1991) propõem, igualmente, a reconsolidação a seco da amostra até à tensão vertical *in situ*, como forma de reduzir o efeito da perturbação da amostra. A perturbação da amostra afecta, particularmente, o valor da tensão de expansão.

Para avaliar a perturbação das amostras pode usar-se o critério de Berre (1985), segundo o qual a deformação, ϵ_{v0} , que um provete sofre quando consolidado a σ'_{v0} , é tanto maior quanto mais perturbada estiver a amostra. O Quadro VI. I apresenta a qualidade dos provetes com base neste critério.

Quadro VI. I – Critérios de qualidade propostos para provetes triaxiais de argilas sensíveis (Berre, 1985 in Josseaume *et al.*, 1991).

ϵ_{v0} (%)	Qualidade do provete
<1	Muito boa a excelente
1-2	Boa
2-4	Aceitável
4-8	Má
>8	Muito má

Josseaume *et al.* (1991), num estudo de argilas duras da Flandres, constataram uma significativa dispersão de valores de tensões de expansão, σ'_s , obtidos através de ensaios de expansão impedida, que atribuíram à perturbação das amostras, dada a nítida correlação entre os valores de dessas tensões de expansão e ϵ_{v0} ,

Quando se analisam curvas de compressibilidade de argilas duras, obtidas de ensaios edométricos convencionais (de baixas tensões), verifica-se, frequentemente, uma marcada variação de andamento para tensões da ordem de σ'_{v0} . Esta variação não pode ser

confundida com uma tensão de pré-consolidação. Assim sendo, estar-se-ia em presença materiais normalmente consolidados, situação que, à partida, não será de esperar em argilas muito duras.

A análise dos resultados de outros ensaios (ensaios triaxiais ou ensaios *in situ*) conduzidos neste tipo de amostras, leva, geralmente, a excluir a possibilidade de se tratarem de materiais normalmente consolidados. O conhecimento da coesão não drenada, c_u , permite determinar um limite inferior para a tensão de pré-consolidação.

Considerando que o valor actual da coesão não drenada, c_u , será no máximo igual ao valor da coesão não drenada no ramo virgem, c_u^{rv} , a uma tensão igual a σ'_p , vem que

$$\frac{c_u}{\sigma'_p} < \frac{c_u^{rv}}{\sigma'_p} \quad (6.17)$$

Se admitirmos $\frac{c_u^{rv}}{\sigma'_p} = 0,11 + 0,0035 IP$ (Skempton, 1957) devia colocar as condições de dedução desta expressão, fica então,

$$\sigma'_p > \frac{c_u}{0,11 + 0,0035 IP} \quad (6.18)$$

O mesmo raciocínio pode ser efectuado usando a expressão 6.19 (Wroth e Houlsby, 1985), onde S_u é a resistência ao corte não drenado de uma argila saturada normalmente consolidada e σ'_i é uma tensão de consolidação isotrópica igual a σ'_v . Mais simplesmente, pode usar-se a relação aproximada 6.20, de Jamiolkowski *et al.* (1985), válida para argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas de baixa a média plasticidade.

$$\frac{S_u}{\sigma'_i} = 0,129 + 0,00435 IP \quad (6.19)$$

$$\frac{S_u}{\sigma'_p} = 0,23 \pm 0,04 \quad (6.20)$$

A impossibilidade desta alteração de andamento da curva de compressibilidade corresponder a uma tensão de pré-consolidação é também possível de comprovar por evidências estratigráficas se o material estiver na base de uma conhecida série estratigráfica, entretanto erodida. Estará, então, necessariamente, sobreconsolidado a uma tensão compatível com carga exercida por essa coluna de sedimentos.

Esta e outras evidências levam a que os ensaios edométricos de baixa pressão sejam de reduzida aplicabilidade a argilas duras. Nestas argilas é muito provável que a tensão de pré-consolidação, ou mais precisamente, a tensão de cedência, esteja para além da máxima tensão usada no ensaio convencional (cerca de 2 MPa).

Mais interessantes, para a caracterização da compressibilidade de argilas duras, são os ensaios de alta pressão, por escalões de tensão ou por velocidade de deformação constante, os quais permitem a estimativa da tensão de cedência e, como tal, estabelecer a fronteira entre o comportamento sobreconsolidado e o comportamento normalmente consolidado.

6.3.2.2.1 ENSAIOS DE ALTA PRESSÃO POR ESCALÕES DE TENSÃO.

A interpretação destes ensaios obriga a ter em consideração alguns aspectos particulares, referindo-se, seguidamente, os mais relevantes:

- Os ensaios edométricos de alta pressão, realizados sobre amostras indeformadas de argilas duras, têm demonstrado que a curva edométrica é caracterizada por uma variação contínua da curvatura para um extenso domínio de tensões, incluindo σ_p' (ver Figura 6. 13).
- A tensão de pré-consolidação apenas pode ser determinada com base na hipótese de Rutledge (1944), usada no método de Schmertmann, segundo a qual a curva (e , $\log \sigma_v'$), que caracteriza o comportamento de uma argila *in situ* durante e após da erosão das camadas subjacentes é paralela às curvas de descarga determinadas nos ensaios edométricos e traçadas no mesmo sistema de coordenadas, pelo que os ensaios deverão incluir um ciclo de descarga-recarga.
- Os métodos de determinação de σ_p' , baseados na hipótese de Rutledge, só dão resultados satisfatórios se a tensão aplicada ao provete antes do início da descarga exceder largamente a tensão de pré-consolidação, σ_p' (Crisp, 1953; Strachan, 1960, *in* Josseume *et al.*, 1991). Nesse caso, as linhas de descarga são rigorosamente paralelas.

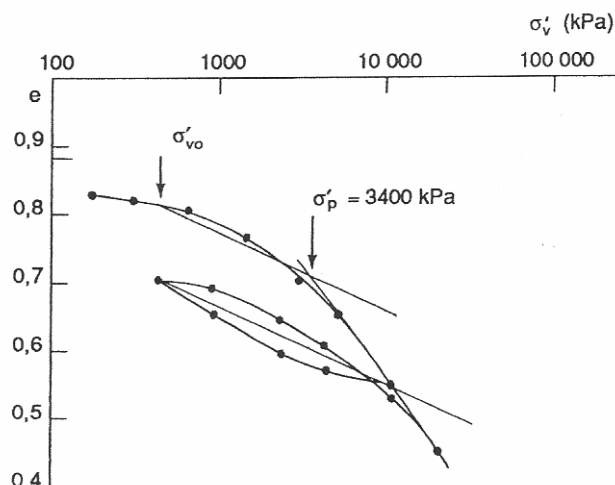


Figura 6. 13 – Curva de compressibilidade de uma argila dura obtida a partir de ensaios edométricos por patamares de alta tensão (Josseaume *et al.*, 1991)

- A realização da totalidade do ensaio em presença de água corresponde à situação mais frequente em obra, mesmo que o provete seja montado entre placas porosas secas e que o carregamento inicial seja executado com a expansão impedida. Este procedimento é indispensável sempre que se pretenda determinar a tensão de expansão ou sempre que a amostra esteja parcialmente saturada (Josseaume *et al.*, 1991).

A tensão de pré-consolidação pode ser determinada por dois métodos (Josseaume *et al.*, 1991): o método simplificado e o método de Schmertmann.

i) Método simplificado

O método simplificado baseia-se numa esquematização elementar do mecanismo de formação duma argila sobreconsolidada, na qual se admitem as seguintes hipóteses:

- o A curva virgem de uma argila *in situ* confunde-se com a parte linear da curva de compressibilidade obtida a partir de um ensaio de alta pressão;
- o O declive médio das curvas de descarga da argila *in situ* é igual ao declive médio C_s das curvas de descarga-recarga obtidas nos ensaios edométricos (hipótese de Rutledge).

Nestas condições, σ'_p é definida pela intersecção B do prolongamento da parte linear da curva de compressibilidade com uma recta de declive C_s que passa pelo ponto M de coordenadas (σ'_{vo}, e_0) , sendo e_0 o índice de vazios *in situ* (ver Figura 6. 14).

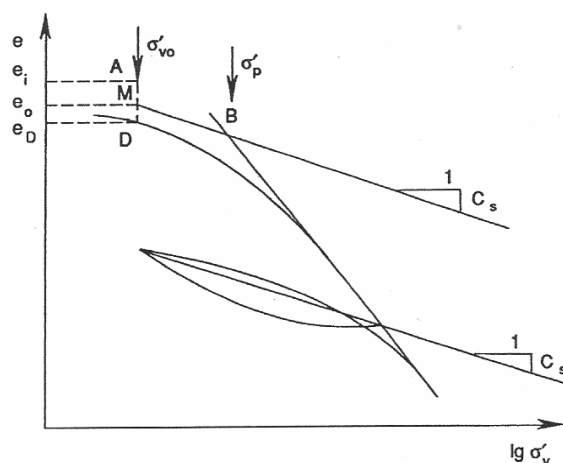


Figura 6. 14 – Ilustração do método simplificado (*in* Josseaume *et al.*, 1991)

No caso de um solo perturbado, o ponto M está compreendido entre o ponto A, correspondente ao estado antes da colocação na célula edométrica, e o ponto D, correspondente ao estado reconsolidado à tensão vertical *in situ*. No caso de uma argila dura, pouco perturbada, pode considerar-se M e D como coincidentes, condição necessária para a aplicação do método simplificado. Como tal, este método é apenas aplicável a amostras indeformadas ou quase indeformadas.

ii) Método de Schmertmann

A construção de Schmertmann, geralmente usada para fazer a reconstituição da curva de compressibilidade de forma a poder determinar-se a tensão de pré-consolidação de uma argila perturbada, pode ser usada para determinar σ'_p neste tipo de argilas. Tal como no método simplificado, traça-se uma recta de declive C_s que passa pelo ponto M de coordenadas (σ'_{v0}, e_o) , sobre a qual se situa o ponto B de abcissa σ'_p (Figura 6. 15). O ponto C é o ponto da curva de ordenada $0,42e_o$ e o ponto B é escolhido para que a diferença de ordenadas (Δe) entre a linha MBC e a curva edométrica seja simétrica em relação à vertical de B.

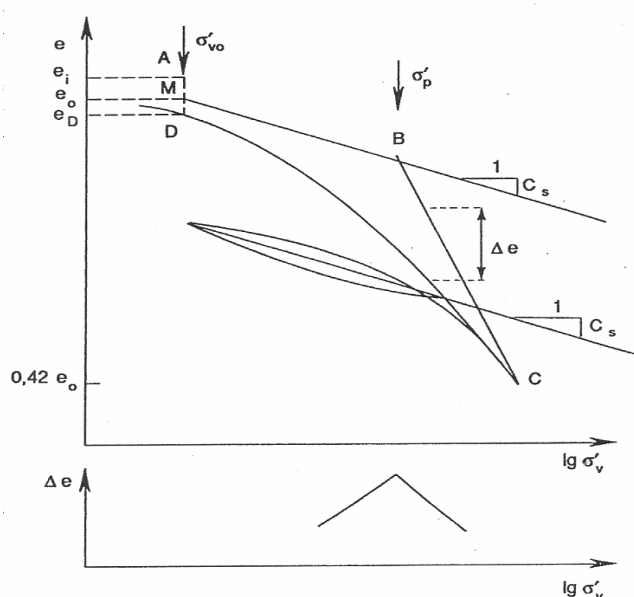


Figura 6. 15 – Ilustração do método de Schmertmann.
(in Josseume *et al.*, 1991)

Na prática deste método, considera-se $e_0=e_i$, ou seja, considera-se o ponto M coincidente com o ponto A.

No estudo das argilas duras da Flandres, Josseaume *et al.* (1991) verificaram que as tensões de pré-consolidação obtidas pelos dois métodos são semelhantes desde que a diferença entre e_o e e_D seja pequena, ou seja, quando as amostras são de boa qualidade, o que está de acordo com o facto, já mencionado, de o método simplificado só ser válido para amostras praticamente indeformadas. Caso contrário, a tensão de pré-consolidação determinada pelo método de Schmertmann tende a ser menor, a menos que se use, neste método, a aproximação $e_o=e_D$, tal como no método simplificado. Nesse caso o valor tende a ser igual (ver Quadro VI. II)

Quadro VI. II – Valores da tensão de pré-consolidação obtidos, em argilas duras de Dunkerque, pelo método simplificado e pelo método de Schmertmann (Josseaume *et al.*, 1991)

Ensaio n.º	ϵ_{v0} (%)	e_i	e_D	σ_p' (kPa)	
				Método simplificado	Método de Schmertmann
18	3,6	0,88	0,81	3400	5000 (3400*)
19	1,2	0,72	0,70	3400	3600
20	1,5	0,76	0,74	2800	2800

* Fazendo a aproximação $e_0 = e_D$

Face a estes resultados, desde que as amostras sejam de boa ou de excelente qualidade ($\epsilon_{v0} < 2\%$ segundo a classificação de Berre, 1985) parece, pois, mais apropriado usar o método simplificado, já que o método de Schmertmann é mais complicado de aplicar.

6.3.2.2.2 ENSAIOS DE ALTA PRESSÃO A VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

Os ensaios edométricos de alta pressão a velocidade de deformação controlada podem ser muito úteis na avaliação da compressibilidade das argilas duras, dado que, como referido anteriormente, podem diminuir significativamente o tempo de ensaio e permitem a determinação da tensão de pré-consolidação (tarefa sempre difícil por aplicação dos métodos clássicos), uma vez que as curvas Δu vs $\log \sigma'_v$ apresentam, geralmente, uma alteração brusca do seu andamento quando ultrapassam aquela tensão. Os índices de compressibilidade e de recompressibilidade podem também ser determinados com suficiente rigor através deste tipo de ensaio (ver Figura 6. 16).

A curva das pressões intersticiais apresenta duas mudanças de declive. A primeira corresponde ao estado de tensão em que o ensaio deixa de se comportar como drenado pela base¹, o valor desta tensão da velocidade de deformação adoptada. A segunda variação de declive ocorre na passagem pela tensão de pré-consolidação, sendo também neste caso o seu valor influenciado pela velocidade de deformação.

À semelhança dos ensaios *CRS* de baixa tensão, a principal dificuldade associada à selecção criteriosa da velocidade de deformação. Na falta de informação específica sobre os critérios a usar neste tipo de materiais, parece natural que se usem os critérios gerais, já anteriormente apresentados, e que se executem ensaios convencionais, de controlo, para aferição das condições específicas de ensaio.

Os ensaios *CRS*, geralmente, não comportam uma fase de descarga. No entanto, em provetes pouco perturbados é possível determinar C_s a partir do declive da recta que une σ'_{v0} ao ponto *B*, localizado na intersecção do prolongamento do troço linear da curva de consolidação com σ'_p (ver Figura 6. 16).

¹ Geralmente o ensaio é realizado com a drenagem pelo topo e a medição de u na base.

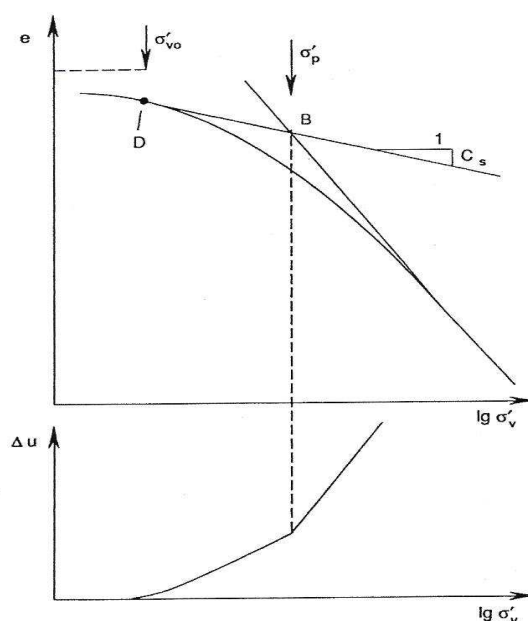


Figura 6. 16 – Determinação de σ'_p e do índice de expansibilidade C_s a partir do ensaio de velocidade de deformação controlada

No estudo sobre argilas duras de Dunkerque, anteriormente referido, Josseaume *et al.* (1991) obtiveram um bom ajuste entre os parâmetros de compressibilidade obtidos por ensaios por patamares de alta pressão e por ensaios CRS de alta pressão executados a uma velocidade de deslocamento vertical de 1,2 mm/min, o que corresponderá a uma velocidade de deformação (sem correcção das deformações do sistema), r_{sc} , na ordem de $1 \times 10^{-3} \text{s}^{-1}$, tendo obtido valores de *PPR* (*poro pressure ratio*) inferiores a 30%.

6.4. AVALIAÇÃO DA COMPRESSIBILIDADE DAS ARGILAS DA FORMAÇÃO “AAIV”

Para analisar características de compressibilidade das “AAIV” realizaram-se alguns ensaios de compressão edométrica, inicialmente usando as metodologias clássicas e, posteriormente, testando outros procedimentos de ensaio.

Na fase inicial da pesquisa, realizaram-se ensaios com edômetros convencionais, sem medição de pressões intersticiais e com saturação do provete por simples imersão, tendo-se aplicado tensões máximas de consolidação na ordem de 3 MPa. A análise dos resultados obtidos nessa primeira fase mostrou a necessidade de executar ensaios que atingissem maiores tensões de consolidação - ensaios de alta pressão.

Os ensaios de baixa pressão foram realizados sobre amostras indeformadas com 63,4 mm de diâmetro, por escalões de carregamento de razão unitária (em cada carregamento, o incremento de carga foi igual à carga instalada) mantidos durante 24 horas, efectuando-se um ciclo de descarga-recarga no final do carregamento. Neste sistema não é possível a medição das pressões intersticiais, apenas se registando a evolução das deformações verticais ao longo do tempo de ensaio. Destes ensaios obtiveram-se curvas de compressibilidade do género da representada na Figura 6. 17.

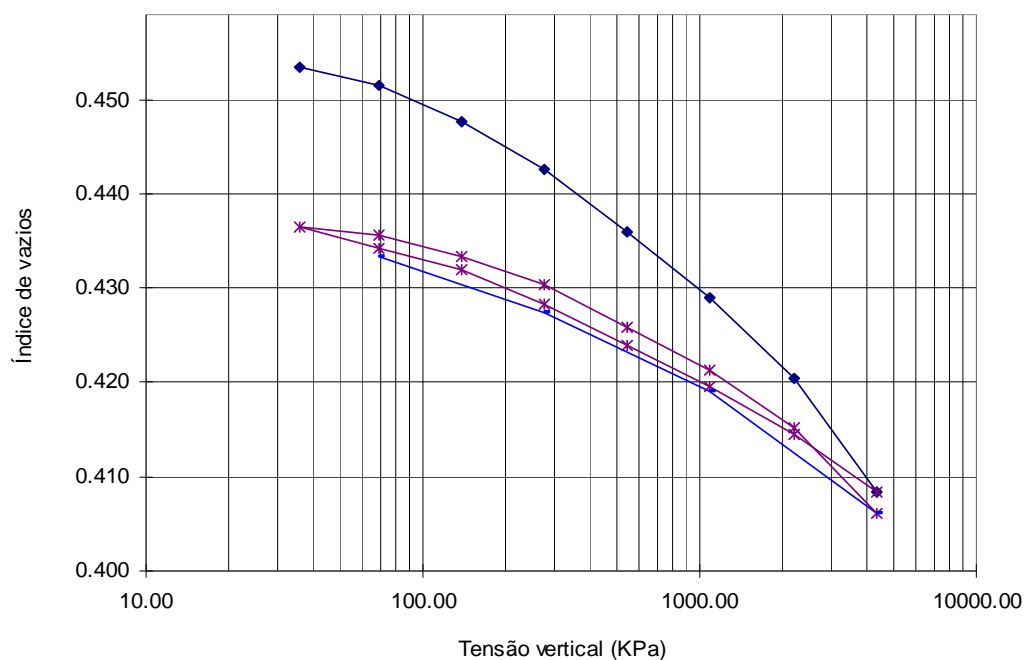


Figura 6. 17 - Curva de compressibilidade obtida para a amostra 2830 (S1) em edómetro convencional

A análise das curvas de compressibilidade obtidas nestes ensaios, confirma a pertinência da discussão anteriormente apresentada, sobre os métodos de avaliação da compressibilidade de argilas duras, nomeadamente, a interpretação dos resultados dos ensaios edométricos. Ao contrário do que acontece nos ensaios edométricos sobre argilas brandas, nas argilas duras não há uma evidente passagem do ramo sobreconsolidado para o ramo normalmente consolidado da curva. É sim visível, na gama de tensões usadas no ensaio de consolidação clássico, uma variação gradual e contínua da curvatura.

Assim, para a caracterização da consolidação deste tipo de argilas fortemente sobreconsolidadas e no âmbito do presente trabalho, foi concebido, projectado e desenvolvido um sistema edométrico capaz de permitir:

- a saturação completa da amostra, por aplicação de contrapressão;
- a sua consolidação até níveis de tensão suficientemente elevados, de modo a ultrapassar as tensões de cedência dos solos estudados;
- o controlo das pressões intersticiais desenvolvidas durante todo o processo de consolidação;
- a realização de ensaios segundo o procedimento convencional (isto é, por aplicação de patamares de tensão), por imposição de velocidade de deformação constante ou segundo critérios especiais, de modo a simular os estudos de projecto ou de investigação pretendidos;
- o estudo da expansibilidade.

Este equipamento de grande versatilidade, que se designou por edómetro de alta pressão, permite a realização, de um modo programado e automatizado, ensaios de acordo com procedimentos estabelecidos casuisticamente pelo utilizador, bastando para tal pequenos ajustes na configuração dos seus componentes e a selecção da correspondente aplicação de “*software*”.

6.4.1. EDÓMETRO DE ALTA PRESSÃO

O novo sistema de consolidação é, no essencial, um edómetro de alta pressão, servo-controlado e com aquisição automática de dados. O equipamento é constituído por três conjuntos de unidades: a célula edométrica de alta pressão, as unidades de aplicação de cargas e as unidades de aquisição e de controlo. Complementarmente foram desenvolvidas aplicações, em programação gráfica *LABVIEW*, de aquisição e de controlo dos procedimentos de ensaio e executados acessórios corte e instalação no anel edométrico de amostras rijas indeformadas, para minimizar a perturbação dos provetes durante a sua preparação e montagem. Na Figura 6. 18 apresenta-se o conjunto das unidades que compõem este equipamento.

A célula foi desenvolvida, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, tendo como referência a célula construída no LCPC (Mieussens e Nardone, 1985). Consiste numa câmara de bronze, tripartida, constituída por uma base, um troço intermédio e uma tampa

(ver Figura 6. 19). A base contém uma pedra porosa inferior, dispõe de uma válvula para drenagem inferior da amostra e de entalhe para instalação de um transdutor de pressão. O transdutor de pressão assegura a medição das pressões intersticiais desenvolvidas na base do provete. O troço intermédio encontra-se, em geral, solidário com a tampa, sendo apenas separados aquando da substituição do diafragma. No interior deste conjunto encontra-se um êmbolo, através do qual se aplicam as tensões pretendidas ao solo.



a)



b)



c)

Figura 6. 18 – a) Conjunto de unidades que constituem o novo sistema edométrico do LNEC; b) célula edométrica na configuração de baixa pressão; c) célula edométrica na configuração de alta pressão

A amostra a ensaiar, após montagem no anel edométrico, é instalada em cavidade limitada inferiormente pela pedra porosa da base e superiormente pela pedra porosa associada ao êmbolo. O espaço entre o êmbolo e o conjunto troço intermédio - tampa divide-se, por meio do diafragma (especialmente construído pela *DIACOM Corporation*), em duas câmaras. A câmara superior permite, através da entrada de água ou ar sob pressão, a imposição ao êmbolo e, por conseguinte, ao provete, de tensões verticais de

valor igual ao da pressão introduzida. A pressão nesta câmara está limitada pela resistência do diafragma, e o seu valor máximo é de 3,5 MPa. A câmara inferior comunica com duas válvulas de drenagem, localizadas no troço intermédio, que, conjuntamente com a da base, possibilitam, na fase de saturação da amostra, a introdução de pequenos gradientes hidráulicos e de contrapressão, e, na fase de consolidação, o escape de água.

Os movimentos do diafragma fazem-se por rolamento da membrana no interior de um espaço anelar geometricamente concebido para que o seu desenrolamento compense os acréscimos de volume devidos aos movimentos do êmbolo, facultando assim a medição directa dos volumes escoados. O êmbolo encontra-se justaposto à placa porosa superior e dispõe de um parafuso e um disco superior para a fixação do diafragma. No sentido de minimizar o atrito ou a excentricidade do êmbolo relativamente ao anel porta-amostra, no troço intermédio, junto à base do êmbolo, foi entalhada uma cinta de guiamento, em teflon grafitado.

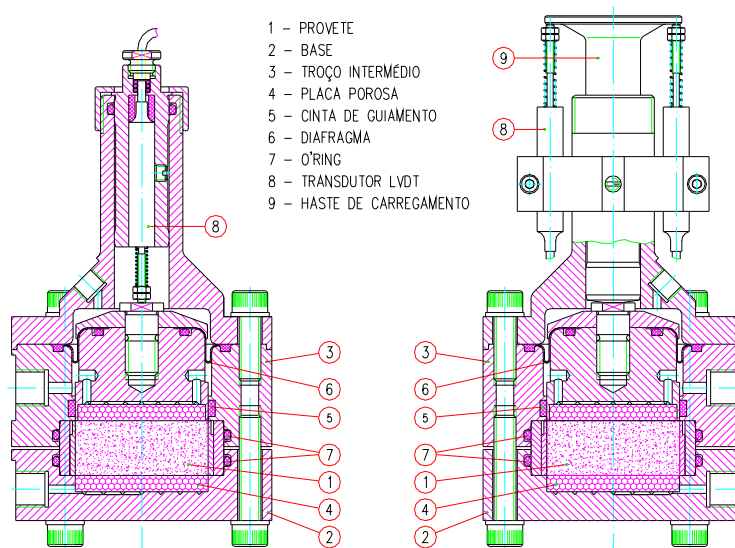


Figura 6. 19 – Célula edométrica: a) configuração de baixa pressão e b) configuração de alta pressão.

A tampa dispõe de um veio, através do qual se introduz uma haste de transmissão de forças, externamente exercidas, ao êmbolo ou um transdutor de deslocamento (*LVDT* – *Linear Variable Differential Transformer*) associado aos respectivos posicionador, batente e buçim.

A abertura da câmara faz-se a meia altura do anel porta-amostra, por separação do conjunto troço intermédio - tampa – êmbolo – pedra porosa superior do grupo formado

pela base, placa porosa inferior, anel porta-amostra e provete. A fixação entre as duas partes faz-se por meio de quatro parafusos, tendo sido integrados dois *o'rings*, de modo a assegurar a vedação relativamente ao exterior.

A célula pode operar segundo duas configurações distintas (ver Figura 6. 19):

- a configuração de baixa pressão tem por objectivo realizar ensaios em que as tensões envolvidas não excedem os 3 MPa; nela o carregamento processa-se por instalação de pressão na câmara superior e a medição da deformação do provete efectua-se através do *LVDT* montado no interior do veio da tampa;
- a configuração de alta pressão, onde as tensões verticais podem atingir 12 ou 25 MPa, dependendo do meio de carregamento; nesta configuração a força é transmitida pela haste e a deformação do provete deduzida a partir do movimento relativo entre o topo da haste e a célula edométrica (corrigido do factor de deformabilidade que é função da força exercida), medido através da colocação, em pontos diametralmente opostos, de dois transdutores de deslocamento.

A aplicação das tensões, faz-se hidráulica, pneumática e mecanicamente, sendo que, todas as tarefas são programadas e controladas através do computador do sistema.

O sistema hidro-pneumático é constituído por quatro controladores de pressão/volume comerciais, programáveis (da *GDS Instruments Lda*), e um cilindro actuador. Este cilindro funciona ligado a uma rede de ar comprimido. Os controladores são unidades independentes programáveis, geradoras de pressões hidráulicas até 3000 kPa. Servem, simultaneamente, para medir ou impor variações de volume de água. Os valores da tensão ou do volume pretendidos são atingidos através do movimento dum êmbolo, incorporado nos controladores, a velocidade proporcional à diferença entre a tensão, ou o volume, objectivos e a tensão, ou volume, instantâneos.

Na configuração mais frequente, três dos controladores referidos ligam-se à célula edométrica nos seguintes pontos:

- à válvula da base, para permitir a instalação de gradientes e de contrapressões e a leitura das pressões intersticiais;
- à válvula do troço intermédio, para, conjuntamente com o da base, instalar gradientes e contrapressões e, na fase de consolidação, permitir a medição dos volumes de água escoados;
- à válvula da tampa, para a aplicação de pressão na câmara superior, em qualquer das configurações.

O quarto controlador é colocado entre a rede de ar comprimido e o cilindro actuador, por forma a efectuar o ajuste preciso das pressões do cilindro actuador.

Neste novo sistema edométrico os comandos destes controladores foram integrados no programa geral de aquisição e controlo, podendo, no entanto, alternativamente, ser operados de forma directa.

O cilindro actuador (tipo diafragma, da *PARKER*) é usado para a aplicação de tensões superiores a 3 MPa. Através dele, a pressão disponibilizada, pela rede local de ar comprimido (800 kPa), é amplificada para níveis de tensão no provete até 12 MPa e transmitida ao êmbolo pela haste. Para a secção da amostra do sistema edométrico, o factor de amplificação é cerca de 15. Os testes de calibração efectuados demonstraram que, para a gama de tensões usada (0-800kPa), a amplificação é constante e sem manifestação de qualquer histerese.

Para ensaios que atingem tensões mais elevadas (até 25 MPa) é necessário levar o conjunto célula edométrica, amostra de solo, e os três controladores de pressão da configuração típica até uma prensa mecânica, com capacidade suficiente (pelo menos 50 kN). A força aplicada é transmitida ao êmbolo através da haste.

Na configuração de baixa pressão as condições de carregamento são impostas exclusivamente através dos três controladores de pressão da configuração típica. Na configuração de alta pressão existem dois sistemas: o primeiro (até 12 MPa), constituído pelos quatro controladores de pressão e pelo cilindro actuador, e o segundo (para tensões que ultrapassam 12 MPa e não excedem 25 MPa) com recurso a prensa e utilização dos três controladores de pressão associados à célula edométrica.

Do sistema de medição, de aquisição e de controlo fazem parte as seguintes unidades (ver Figura 6. 20): (i) uma célula de força destinada à medição das forças verticais aplicadas; (ii) um *LVDT* colocado no interior do veio da tampa da célula edométrica, na configuração de baixa pressão, ou um par de *LVDT*'s na configuração de alta pressão, para medição das deformações verticais; (iii) os quatro controladores de pressão/volume anteriormente referidos; (iv) uma célula de pressão instalada à saída da rede de ar comprimido, para leitura do valor da pressão fornecida; (v) uma placa de aquisição de 16 bit, da *National Instruments*, para ligação de todas as unidades de leitura; (vi) um

computador com 3 portas série e uma porta paralela, (vii) *software* de programação gráfica *LABVIEW™* e (viii) aplicações desenvolvidas para os diferentes procedimentos de ensaio.

Os sinais analógicos provenientes das células de força e de pressão e dos *LVDT*'s, captados pela placa de aquisição, são tratados pelo conversor *A-D* e enviados ao computador do sistema. Os controladores de pressão e volume, como unidades independentes, comunicam directamente com o programa geral de aquisição e controlo, através de portas série *RS232*.

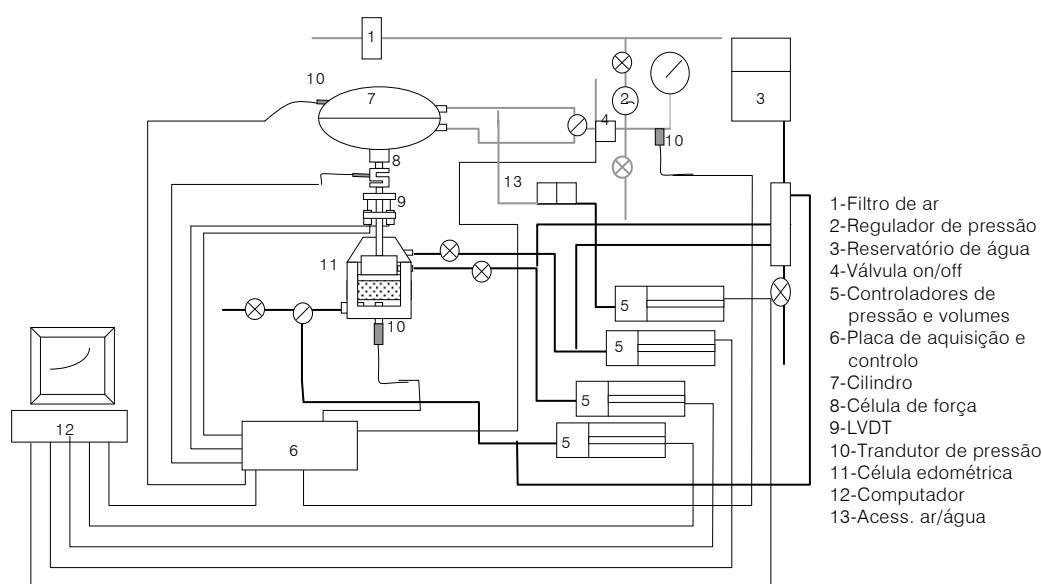


Figura 6. 20 – Esquema de ligação entre as diversas unidades do novo sistema edométrico.

As aplicações de *software* desenvolvidas, para além de promoverem o varrimento do sistema de aquisição (placa de aquisição e controladores) e procederem ao tratamento dos dados e à sua comparação com os objectivos a atingir, impõem às unidades de aplicação das cargas as condições necessárias ao ajuste pretendido.

Independentemente do nível de tensões e de deformações envolvidas, as tensões são adquiridas com precisão de 1 kPa, os volumes de água medidos com precisão de 1 mm³ e as deformações verticais registadas com precisão de 1 µm.

Adoptou-se a programação gráfica *LABVIEW™* por ser, dada a sua versatilidade, a que melhor se ajusta a sistemas complexos de aquisição e controlo. Assim, as subrotinas produzidas (nesta linguagem designadas por *VI's* - *virtual instruments*) podem ser usadas

como *VI's* ou *SUBVI's* no desenvolvimento de novas aplicações em função das exigências do utilizador.

Em todas as aplicações desenvolvidas o varrimento dos equipamentos de leitura e a actualização do *input* do sistema faz-se segundo a segundo. A periodicidade da gravação e o tipo de resultados são seleccionados pelo utilizador, podendo variar ao longo do ensaio e ser modificados a qualquer momento. Também o programa de carregamento pode ser alterado em qualquer ponto do ensaio.

Até à data desenvolveram-se as seguintes aplicações:

COMPLIANCE – destinada à determinação dos factores de deformabilidade geral do equipamento, em termos de deformações lineares ou volumétricas. Este programa é executado após a introdução de um cilindro de aço com as dimensões da amostra na célula edométrica.

PREPAM – destina-se a assistir o corte das amostras indeformadas com o anel edométrico. A velocidade de avanço do conjunto de cravação (anel porta-amostras e prolongamentos) é controlada pelo valor máximo força vertical admitida no processo, seleccionada pelo utilizador em função do tipo de solo.

SATURAÇÃO – permite realizar incrementos sucessivos da tensão total e da contrapressão mantendo a tensão efectiva constante. Contabiliza ainda o volume de água entrado na amostra e regista eventuais variações volumétricas.

TENSÃO DE EXPANSÃO – aplicação concebida para a determinação da tensão de expansão das argilas sobreconsolidadas, quando, após a sua extracção e preparação, a amostra é posta em contacto com a água (em condições de pressão intersticial negativa, nula ou positiva). O programa impede as deformações verticais (expansão nula) durante o processo de molhagem por aumento da tensão vertical, registando as variações de tensão ocorridas.

STEPS 3000 e *STEPS* – programas que controlam a execução de ensaios de consolidação por patamares de tensão, respectivamente, até 3 e 12 MPa. Os dados do programa são o plano de carregamento (valor da tensão a aplicar em função do tempo), incluindo ciclos de carga – descarga – recarga, e os tempos de leitura da deformação vertical e da pressão intersticial durante todo o carregamento. O programa grava a tensão de consolidação, as

pressões intersticiais na base e no topo da amostra, os volumes de água escoados e as deformações verticais do provete. Na Figura 6. 21 apresenta-se, como exemplo, o painel de controlo do sistema na configuração para ensaios de carregamento incremental.

CRS 3000 e *CRS* – aplicações concebidas para efectuar ensaios a velocidade de deformação constante, no primeiro caso, até 3 MPa e, no outro, até 12 MPa.

CRL 3000 e *CRL* – programas desenvolvidos para realizar ensaios com velocidade de carga constante (*CRL* – constant rate-of-loading).

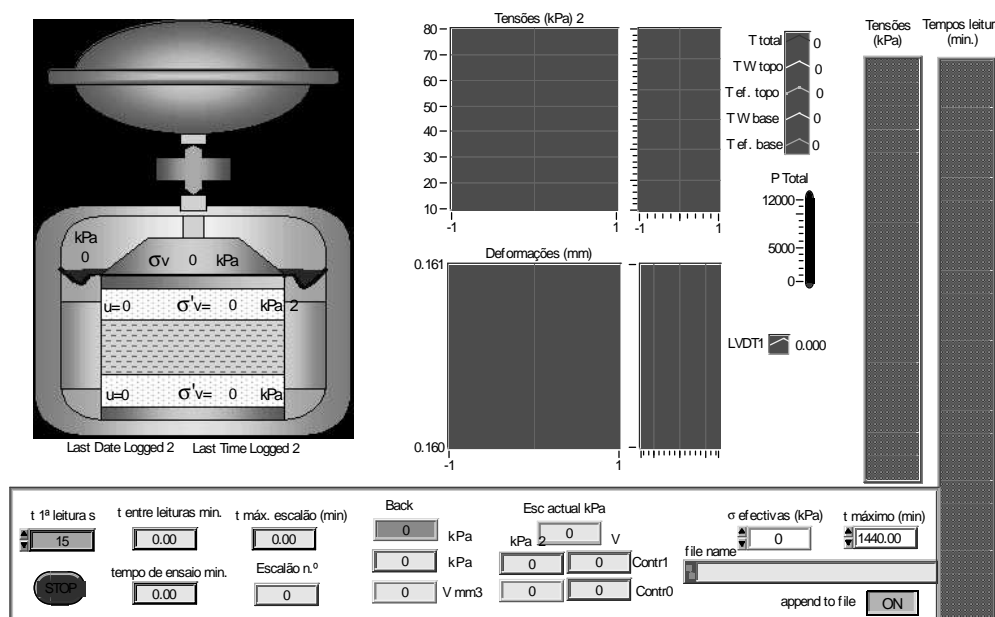


Figura 6. 21 - Painel de controlo do sistema na configuração para ensaios de carregamento incremental.

Uma das principais vantagens do elevado grau de automatização do sistema, consiste na possibilidade de, após a instalação da amostra e após a execução dos ajustes iniciais do equipamento, os ensaios poderem ser conduzidos ou acompanhados à distância, bastando para tal (i) dispor de uma ligação à *Internet* e de um programa de entrada remota no computador do sistema ou (ii) instalar, no computador remoto, o programa do ensaio e uma aplicação *Labview®* de comunicação entre o programa do sistema e o computador remoto. O interesse do controlo remoto advém do longo tempo associado a alguns procedimentos de ensaio, principalmente em argilas sobreconsolidadas, para as quais os níveis de tensão a atingir podem ser muito elevados, sendo forçoso a passagem lenta por valores de tensão intermédios, com a eventual execução de ciclos de carga e de descarga.

Com o intuito de minimizar as perturbações causadas pelo processo de cravação do anel onde o provete será submetido ao ensaio (anel porta-amostra), criaram-se dois acessórios: um anel cortante e uma alonga (ver Figura 6. 22).

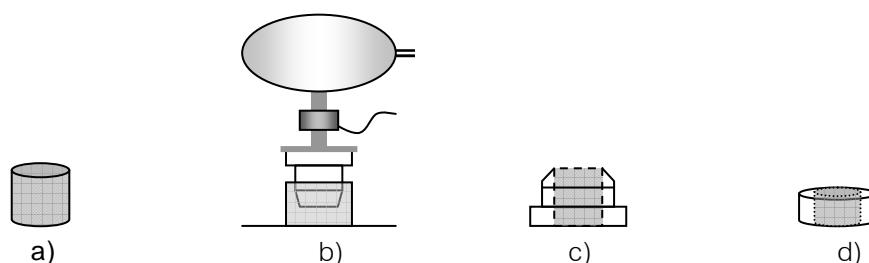


Figura 6. 22 – Procedimentos de montagem e cravação da amostra: a) segmento de amostra indeformada; b) cravação controlada do conjunto anel cortante + anel porta-amostra + alonga; c) conjunto após cravação e d) anel porta-amostra + provete final.

O anel cortante, com uma das extremidades em bisel de baixo ângulo, é colocado na frente do anel porta-amostra, permitindo reduzir a força necessária ao avanço no solo e minimizar as perturbações do solo nas proximidades do anel. A redução da resistência à penetração é especialmente importante para amostras sobre-consolidadas, nas quais as forças associadas à progressão do anel são consideráveis. A alonga tem como principal função garantir o preenchimento total do anel porta-amostra com solo do interior da amostra indeformada. O anel-alonga é dotado de uma sobreespessura das suas paredes relativamente à espessura dos anéis cortante e porta-amostra, de modo a conferir maior rigidez ao conjunto e a servir de batente ao sistema de aplicação da força, garantindo-se assim a verticalidade do movimento de cravação. Após o desencaixe do anel cortante e da alonga, o provete prolonga-se para além do anel porta-amostra, sendo necessário remover as zonas em excesso e aplanar as superfícies do topo e da base. Salienta-se que o solo retirado, superiormente e inferiormente, constitui a zona mais perturbada, respectivamente, pelo contacto da amostra com o meio ambiente e pelo processo de cravação. Como foi referido no capítulo anterior, o sistema hidro-pneumático é utilizado como propulsor da cravação e controlado através do programa *PREPAM*.

Na Figura 6. 22 apresentam-se esquematicamente os procedimentos de montagem e preparação da amostra no anel-amostra. A preparação do provete inicia-se pelo corte de um segmento de amostra indeformada, com cerca de 40 mm de altura e 60 mm de diâmetro, onde é cravado, com o auxílio do sistema hidro-pneumático, o conjunto anel cortante – anel porta-amostra – alonga. Seguidamente retiram-se o anel cortante e a alonga e rectifica-se o provete de modo a preencher totalmente e apenas o anel porta-

amosta. Obtido o corpo de prova, revestem-se os topos com papel de filtro e introduz-se na base da célula edométrica entre as duas placas porosas previamente saturadas. Coloca-se a parte superior da célula, que se solidariza à inferior por aperto de parafusos fixadores. O conjunto fica então completamente estanque, sendo as entradas e saídas controladas pelas várias válvulas existentes. Aplica-se, finalmente, ao provete uma tensão de encosto que, dependendo da consistência do solo, pode variar de 1 kPa (solos muito moles) a 10 kPa (argilas duras).

O edómetro construído permite a aplicação de um plano de contrapressões crescentes no tempo, por escalões ou continuamente, sem alteração da tensão vertical efectiva aplicada ao solo.

O equipamento descrito pode ser utilizado para a realização de ensaios de consolidação, segundo o procedimento convencional (isto é, por aplicação de patamares de tensão), por imposição de velocidade de deformação constante ou segundo critérios de investigação especiais, e para o estudo da expansibilidade. Em todos estes ensaios, o sistema mantém-se na sua configuração de base, podendo variar a unidade de aplicação de cargas, os equipamentos de leitura das deformações verticais e a aplicação de aquisição e controlo.

O sistema pode ser usado para investigar comportamentos de argilas a 4 diferentes gamas de tensão, 0-3 MPa, 0-9 MPa, 0-12 MPa ou 0-25 MPa, correspondendo a cada gama a mobilização (isoladamente ou em associação) de diferentes unidades de aplicação de cargas (ver Quadro VI. III).

Quadro VI. III – Processos de carregamento

Níveis de tensão envolvidos no ensaio (MPa)	UNIDADE DE APLICAÇÃO DE CARGAS
0-3	Controladores de pressão
0-9	Cilindro actuador
0-12	Controladores de pressão + cilindro actuador
0-25	Prensa

Para a primeira gama de tensão vertical, utiliza-se a *configuração de baixa pressão* da célula edométrica, para a qual a deformação do provete é avaliada por intermédio de um

LVDT submersível montado no interior do veio da tampa. Para as restantes gamas de tensões recorre-se à *configuração de alta pressão*, para a qual o sistema de leitura das deformações é externo e solidário com a haste de carregamento.

Qualquer das configurações permite a realização, através das aplicações de *software* de aquisição e controlo, de ensaios incrementais, de velocidade de deformação controlada ou qualquer outro tipo de procedimento, desde que previamente programado. Salienta-se, no entanto, que a gama de tensões mais elevada (superior a 12 MPa) implica a mobilização de uma prensa, pelo que, correntemente, tornará proibitiva a realização de ensaios por patamares de tensão, devido à sua grande morosidade.

6.4.2. INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE ALTA PRESSÃO REALIZADOS

Dispondo deste novo equipamento, realizaram-se, paralelamente, ensaios de alta pressão e ensaios no edómetro convencional (de baixa pressão).

A Figura 6. 23 apresenta a curva experimental obtida, em termos de deslocamentos verticais em função da tensão vertical efectiva aplicada, medidos ao longo de todo o ensaio (a figura inclui, para cada patamar de carregamento, para além do valor do assentamento após 24 horas da aplicação da carga, os valores registados para menores intervalos de tempo), no edómetro de alta pressão da amostra 2827.

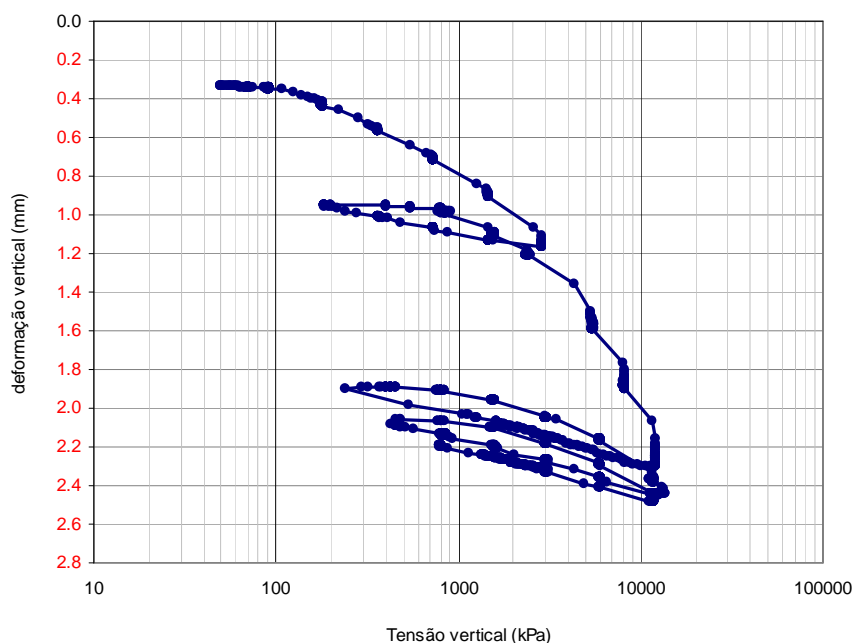


Figura 6. 23 - Curva experimental obtida em ensaio com edómetro de alta pressão (Am2827)

Na Figura 6. 24, por outro lado, comparam-se as curvas de compressibilidade obtidas (índice de vazios após 24 horas vs tensão efectiva vertical), para a mesma amostra (amostra 2827), no ensaio de alta pressão e no ensaio clássico.

Verifica-se que, do domínio de tensões correntes, há um bom ajuste entre as curvas obtidas pelos dois tipos de edómetros, pelo que, no que diz respeito à relação entre deformações verticais e tensões verticais efectivas, os dois métodos conduzem a resultados idênticos, apenas se diferenciando nos níveis máximos de tensões permitidas.

Relativamente às curvas de consolidação medidas pelos dois tipos de edómetros não existe uma correspondência directa, uma vez que estes edómetros impõem diferentes condições de fronteira. Assim, no edómetro de baixa pressão a drenagem faz-se por ambas as extremidades da amostra, enquanto que no edómetro de alta pressão a drenagem é permitida apenas através do topo, efectuando-se na base as leituras das pressões intersticiais. Contudo, podem comparar-se os valores dos coeficientes de consolidação, C_v , obtidos pelos dois tipos de ensaio. A Figura 6. 25 apresenta este tipo de comparação para a amostra 2827.

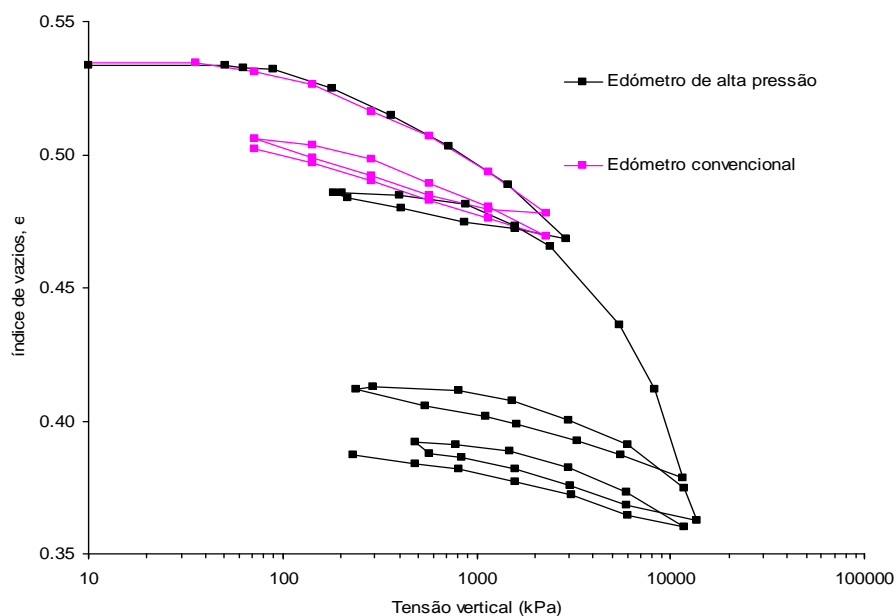


Figura 6. 24 – Comparação das curvas de compressibilidade obtidas em ensaios com edómetro convencional e o de alta pressão (Am 2827)

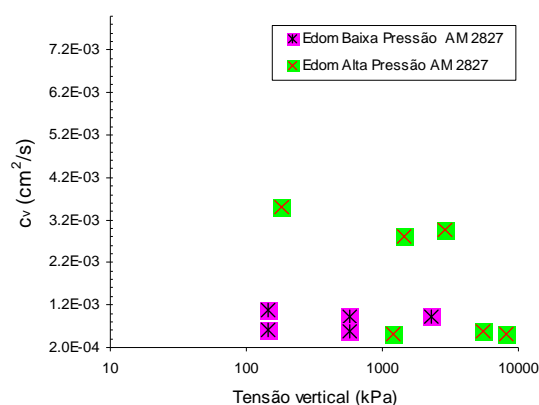


Figura 6. 25 - Comparação dos valores dos coeficientes de consolidação, C_v , obtidos pelo ensaio de alta pressão e pelo ensaio de baixa pressão (amostra 2827).

Os valores de C_v determinados pelos dois tipos de ensaio são, pois, da mesma ordem de grandeza, pelo que, também neste aspecto, o ensaio de alta pressão é comparável com o ensaio convencional. Em ambos os casos os valores de C_v foram avaliados através do método da raiz quadrada do tempo, tendo-se recorrido a uma folha de cálculo, adaptada de Bardet (1997) e apresentada na Figura 6. 26, que permite o ajuste da linha DB ao troço

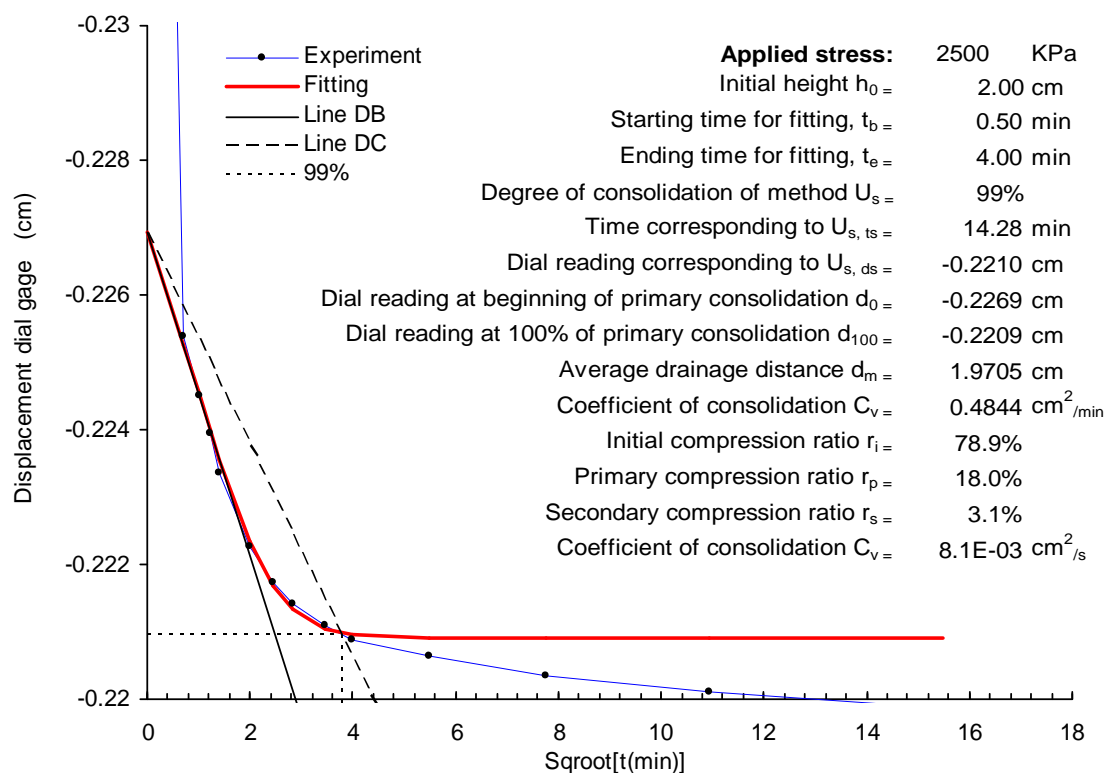


Figura 6. 26 - Determinação dos parâmetros de consolidação através do método da raiz quadrada do tempo (exemplo extraído do ensaio de alta pressão sobre a amostra 2848)

linear da curva experimental, conforme pressuposto do método, e, simultaneamente, representar a curva teórica calculada com o valor de C_v que esse ajuste produz.

Os ensaios no edómetro de alta pressão iniciaram-se com uma fase de deformação impedida, com o objectivo de medir as tensões verticais de expansão. Para tal, as amostras indeformadas, com o teor de água natural, foram instaladas na câmara edométrica com as placas porosas secas, fazendo-se, em seguida, a circulação de água em sistema aberto, com vista à saturação das câmaras superior e inferior e à medição das tensões de expansão geradas pelo contacto das amostras com a água.

Estabilizada a tensão de expansão, seguiu-se a saturação completa das amostras, por aplicação gradual de contrapressão até um valor máximo de 100 kPa, carregando o provete com uma tensão efectiva de confinamento vertical ligeiramente superior à tensão de expansão. Finalizada a imposição da contrapressão e garantida a completa saturação das amostras, avaliada pela estabilização dos volumes de água enviados pelo controlador de contrapressão (Figura 6. 27), iniciou-se a fase de carregamento por escalões de incremento de razão unitária.

Todos os ensaios realizados no edómetro de alta pressão foram executados com a temperatura ambiente estabilizada a 25°C.

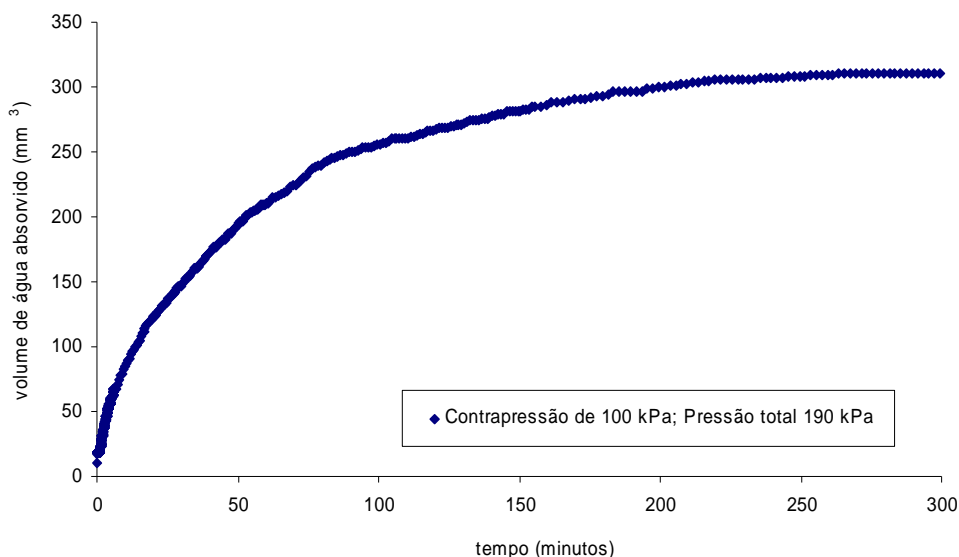


Figura 6. 27 - Volume de água introduzido na amostra durante a aplicação da contrapressão

A análise das curvas de compressibilidade foi efectuada com base no método simplificado anteriormente descrito, baseado na hipótese de Rutledge, assumindo e_{v0} na recarga igual a e_{v0} *in situ*, ou seja, considerando as amostras próximas do estado indeformado.

De facto, acordo com a Figura 6. 28, verifica-se que as linhas de descarga dos dois ciclos de descarga-recarga, realizados para tensões diferentes (com cerca de 1 MPa de intervalo), significativamente superiores à tensão de cedência, apresentam coeficientes de regressão praticamente iguais, ou seja, é válida a hipótese de Rutledge. No entanto, esta hipótese é usada para todos os ensaios, como pressuposto, e não como uma constatação experimental.

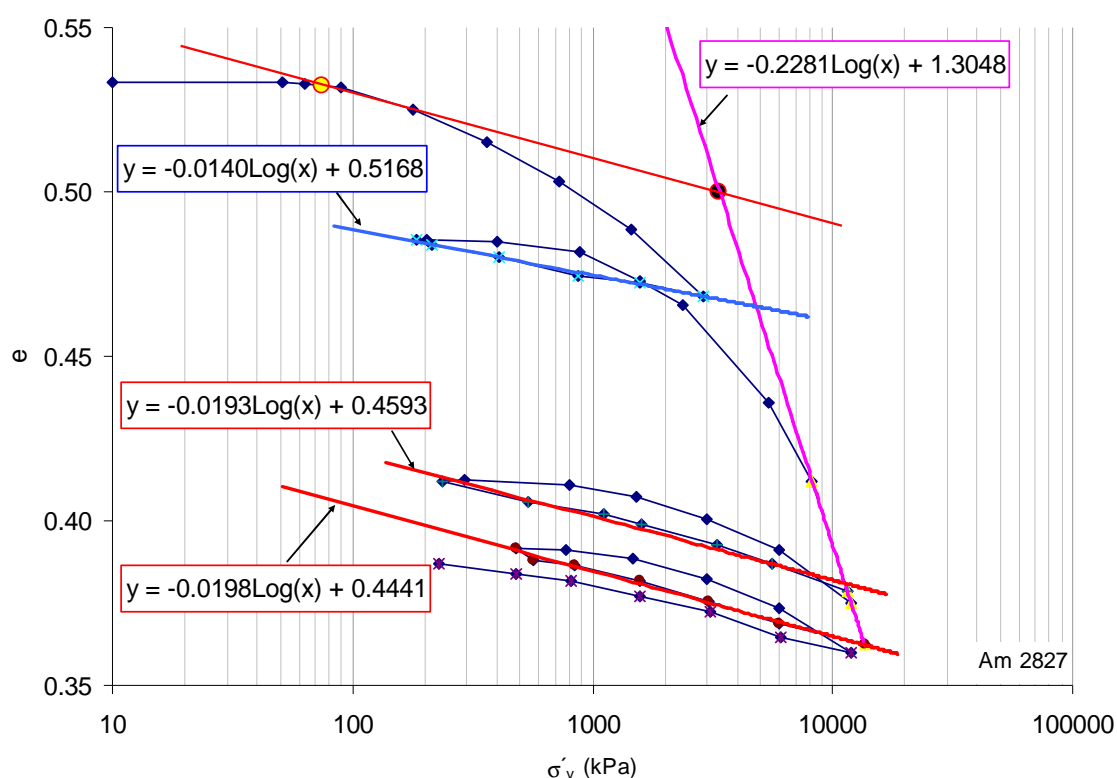


Figura 6. 28 - Aplicação do método simplificado para obtenção da tensão vertical de cedência (amostra 2827)

Com base no método simplificado, obteve-se para a amostra 2827, do Local S1 (Universidade), a que a Figura 6. 28 se refere, uma tensão efectiva de cedência de 3350 kPa, ou seja, 45 vezes a tensão actual. Caso a tensão de cedência correspondesse à tensão de pré-consolidação, a razão de sobreconsolidação (*OCR*), para esta camada, seria de 45. Assim, a coluna sedimentar necessária para provocar tal sobreconsolidação teria no mínimo uma altura efectiva de 170 m, o que não parece plausível. Atendendo ao

posicionamento do *local* e à máxima cota de ocorrência de sedimentos pós-cretácicos na região, a máxima tensão de pré-consolidação expectável não ultrapassará 2000 kPa, o que se traduz num *OCR* máximo de 27. Confirma-se assim, uma grande discrepância entre a tensão de cedência e a tensão de pré-consolidação, o que, neste tipo de materiais, fortemente sobreconsolidados, não surpreende, conforme foi já anteriormente discutido.

Da análise da curva de compressibilidade antes apresentada, fica também claro, que é impossível a determinação da tensão vertical de cedência neste tipo de materiais apenas com o ensaio de baixa pressão, onde as tensões máximas não excedem os 3 MPa. Neste ensaio o ramo linear aparece depois de 8 MPa.

Também a possibilidade de analisar a evolução das pressões intersticiais durante o ensaio, se traduz numa ferramenta muito importante para o estudo da consolidação. Na Figura 6. 29 apresentam-se algumas curvas de consolidação, obtidas no edómetro de alta pressão, que ilustram a evolução dos assentamentos de todo o provete e das pressões intersticiais na base do provete ao longo do tempo durante os escalões de carga.

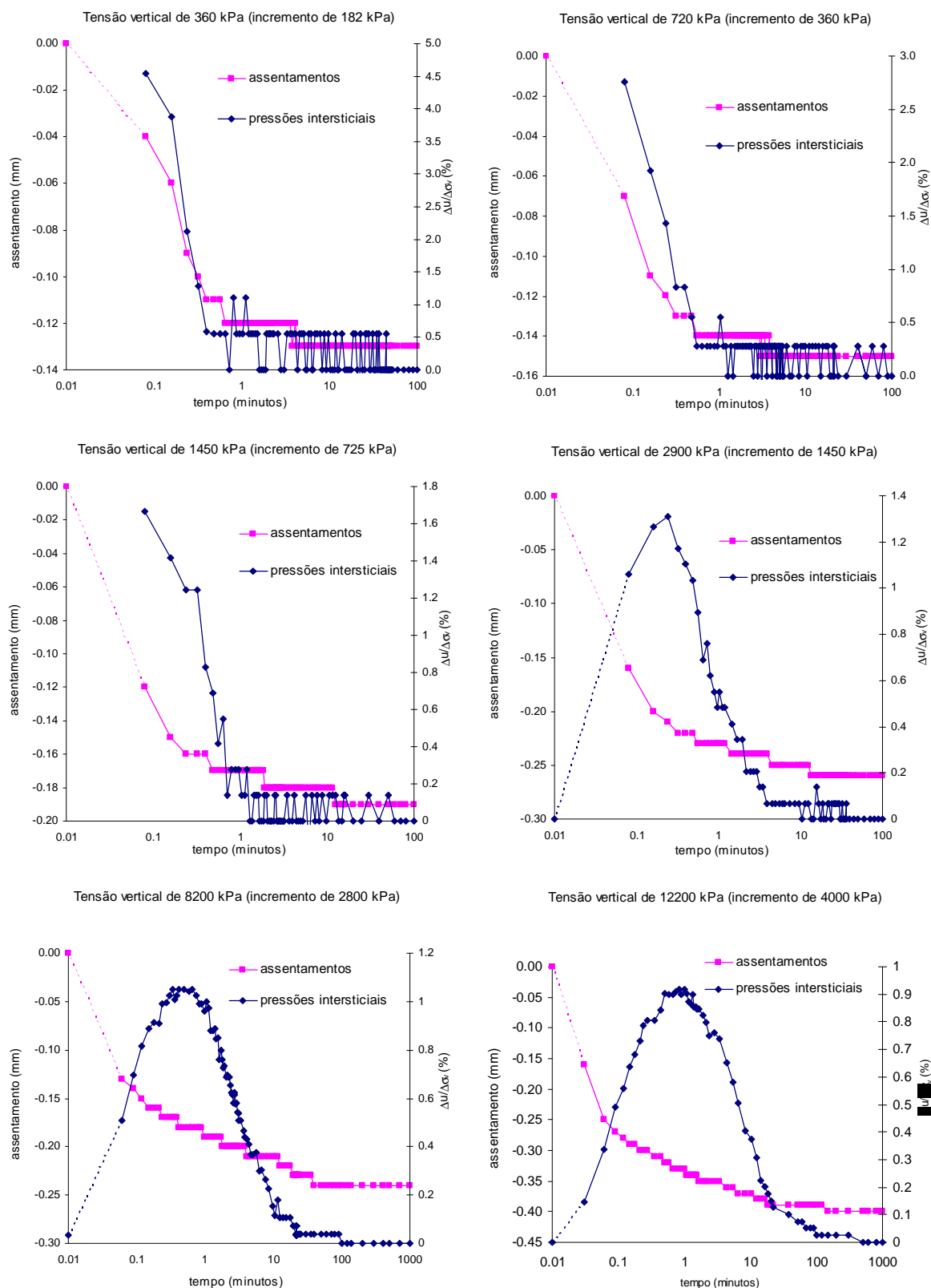


Figura 6. 29 - Curvas de consolidação (assentamento vs tempo) e do coeficiente de pressão intersticial vs tempo (amostra 2827) em escalões de carga (primeiro carregamento)

A primeira conclusão importante, que se pode retirar da Figura 6. 29, é que neste tipo de materiais apenas uma pequena parcela da tensão vertical imposta ao solo é transferida para a água intersticial na base da amostra. Neste caso, a máxima transferência registada foi de cerca de 5%. Este reduzido valor de *razão de pressão intersticial* (relação entre a pressão intersticial gerada na base e o incremento de tensão vertical aplicado, $\Delta u_b / \Delta \sigma_v$) pode ter várias explicações:

1. tratando-se de um material fortemente diagenisado, as partículas que formam o esqueleto sólido têm fortes ligações estruturais entre si, que suportam grande parte da tensão aplicada no solo; Apenas uma pequena parcela da tensão aplicada é transferida para a água intersticial;
2. relacionada com a explicação anterior, pode haver um diferimento na transferência da tensão intersticial do topo para a base do provete, que faz com que, quando a máxima pressão intersticial atinge a base do provete, já uma parte significativa dessa pressão se dissipou;
3. um efeito semelhante ao anterior pode ser devido à “compliance” da célula de medição da pressão intersticial; no entanto, uma vez que os ensaios foram realizados com uma contrapressão da ordem de 100 kPa, este efeito tende a ser mínimo.

As duas primeiras razões parecem as de ocorrência mais provável. No entanto, só mais ensaios em diferentes condições, com diferentes tipos de solos, podem clarificar estas questões. Por agora, atender-se-á mais à evolução e à magnitude relativa dessas pressões intersticiais registadas que ao seu valor absoluto.

Apresenta-se na Figura 6. 30, conjuntamente para todos os escalões de carga, a evolução do assentamento e do coeficiente de pressão intersticial.

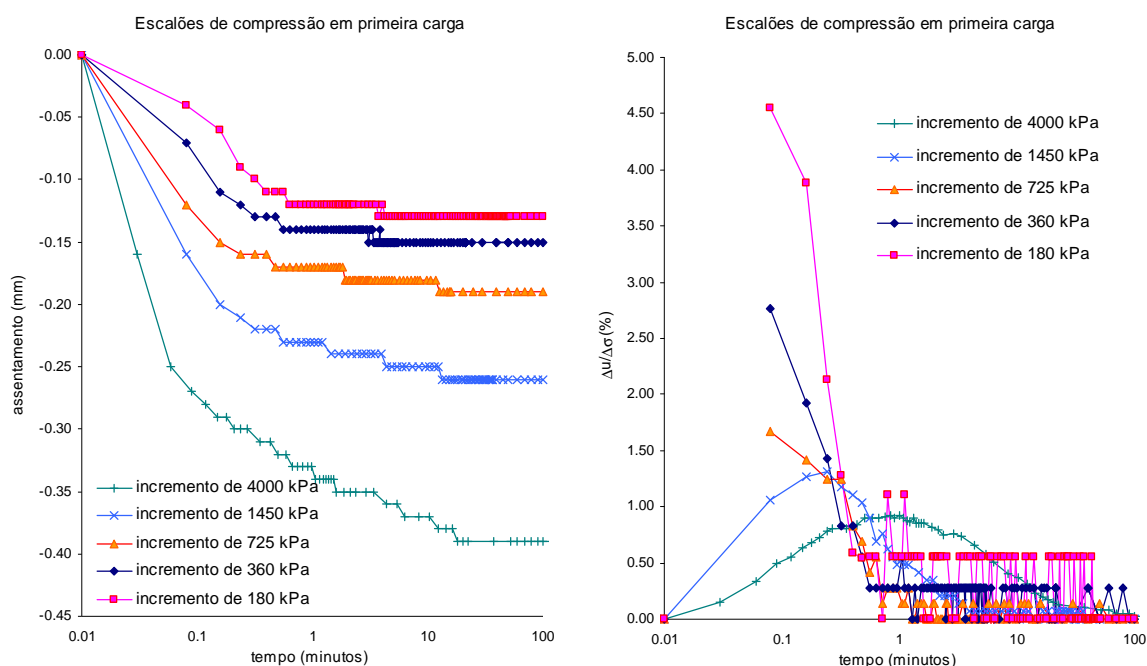


Figura 6. 30 - Evolução dos assentamentos e dos coeficientes de pressão intersticial em escalões de carga (amostra 2827)

Analisando a Figura 6. 30, verifica-se que há uma tendência para a diminuição gradual *razão de pressão intersticial* ($\Delta u_b / \Delta \sigma_v$) à medida que se aumenta o nível de tensão vertical aplicado. Por outro lado, o tempo para o qual acontece a máxima relação de poropressão aumenta à medida que aumenta a tensão aplicada. Para os escalões de carga mais baixos esse máximo é atingido antes dos 6 segundos (antes do primeiro ponto da aquisição), enquanto que, nos escalões de maiores tensões, o tempo para o qual se gera a maior razão de poropressão ronda 1 minuto.

Quando se comparam as pressões intersticiais desenvolvidas em carga com as pressões desenvolvidas na primeira recarga (Figura 6. 31), verifica-se uma redução significativa das pressões intersticiais desenvolvidas e uma tendência para aumentar o tempo para a instalação dessas pressões intersticiais. Note-se que, para os escalões de tensão mais baixos, embora as pressões, apresentadas na Figura 6. 31, sejam da mesma ordem de grandeza, ou inferiores, no caso das recargas estes correspondem indubitavelmente aos valores máximos, enquanto que, nas cargas esses valores máximos desenvolvem-se antes do primeiro registo. Verifica-se, também, que os assentamentos e a razão de pressão intersticial que se geram dependem do valor da tensão máxima aplicada no ciclo anterior.

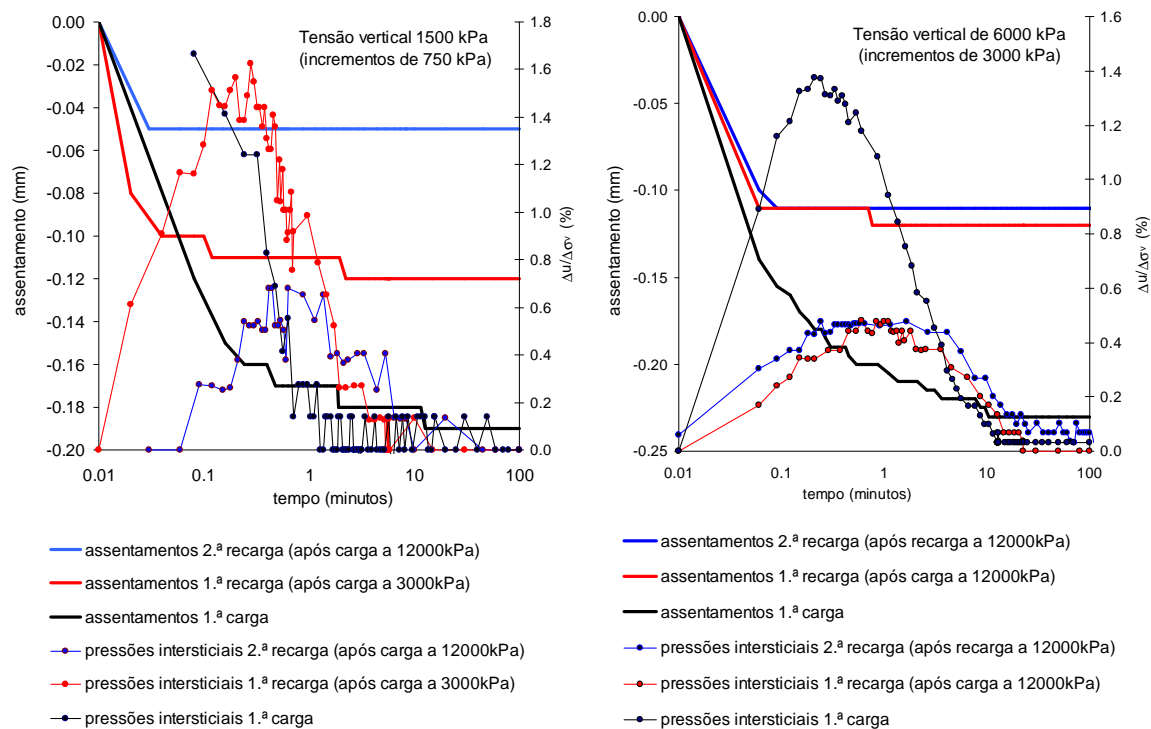


Figura 6. 31 - Curvas de evolução do assentamento e do coeficiente de pressão intersticial em escalões de carga e de primeira e segunda recarga (amostra 2827)

Na Figura 6. 32 apresentam-se algumas curvas de expansão, obtidas no edômetro de alta pressão, que ilustram a evolução da expansão vertical e das pressões intersticiais durante os escalões de primeira descarga.

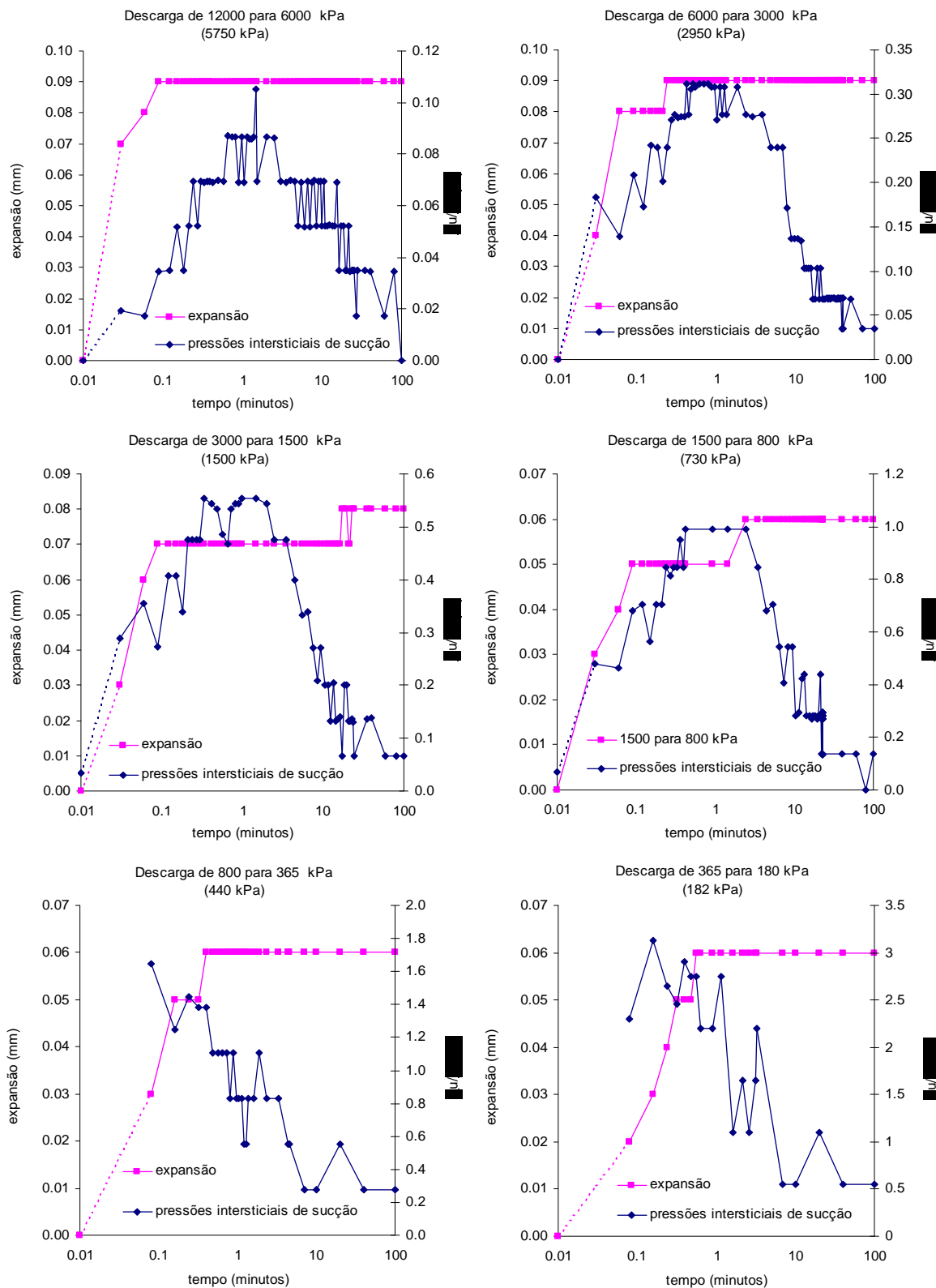


Figura 6. 32 - Curvas de expansão e de evolução do coeficiente de pressão intersticial (amostra 2827) em escalões de primeira descarga

Na Figura 6. 33 comparam-se os assentamentos e os coeficientes de pressão intersticial obtidos para os diferentes escalões de descarga (em primeiras descargas). O comportamento é semelhante ao observado para os escalões de primeiras cargas, ou seja, os coeficientes de pressão intersticial diminuem para os incrementos de tensão maiores e o tempo para o qual se registam as maiores pressões de sucção aumenta à medida que aumentam os incrementos de descarga.

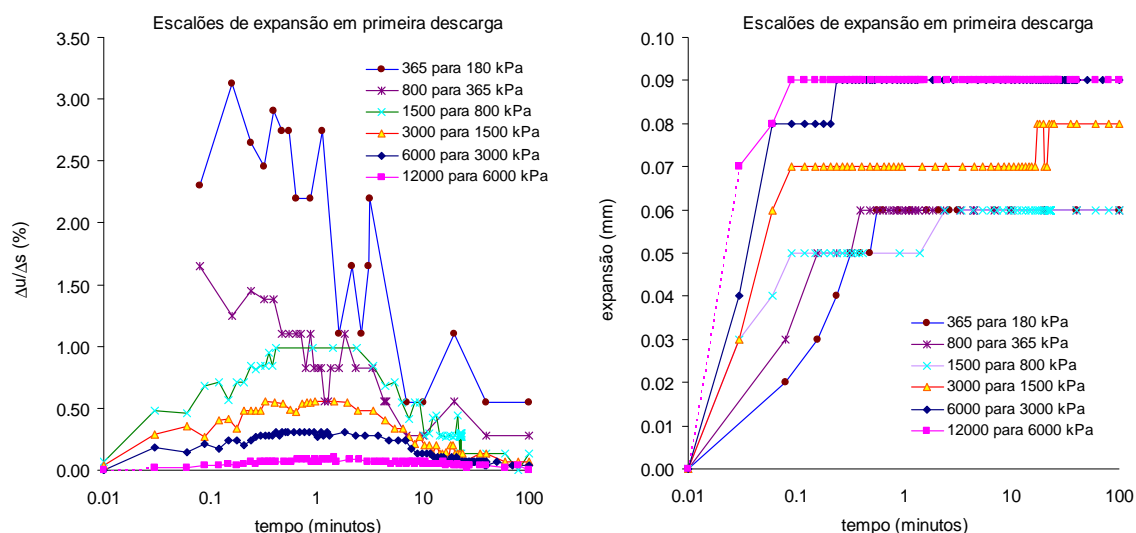


Figura 6. 33 – Curvas de evolução do assentamento e do coeficiente de pressão intersticial em escalões de primeira descarga (amostra 2827)

Na Figura 6. 34 apresenta-se a evolução das pressões intersticiais, normalizadas pelo respectivo valor do incremento de tensão, no decurso do ensaio edométrico de alta pressão da amostra 2827. Os valores representados neste gráfico são os valores máximos registados para cada escalão, correspondendo os valores positivos a pressões intersticiais positivas, ou de expansão, tendentes à expulsão da fase líquida da amostra, e os valores negativos a pressões intersticiais negativas, de contracção ou de sucção.

A trajectória seguida durante o ensaio, em termos de tensões verticais aplicadas (considerando uma circulação no sentido horário) é a seguinte:

1. Carregamento por incrementos até uma tensão vertical ligeiramente inferior à tensão de cedência ($\sigma_v/\sigma_v=1$), representado pela linha AB (ramo “sobreconsolidado” da curva de compressibilidade);
2. Descarga do ponto B para o ponto C, troço BC da linha verde;
3. Recarga por incrementos até B, troço CB da linha verde;
4. Carregamento por incrementos no ramo virgem da curva de consolidação, troço BD da linha a preto;

5. Descarga por incrementos do ponto D para o ponto E, troço *DE* da linha azul;
6. Recarga até ao ponto F (ponto com tensão semelhante ao ponto D), troço *EF* da linha azul;
7. Descarga do ponto F para o ponto G e recarga para o ponto H, H coincidente com F, (linha a vermelho).

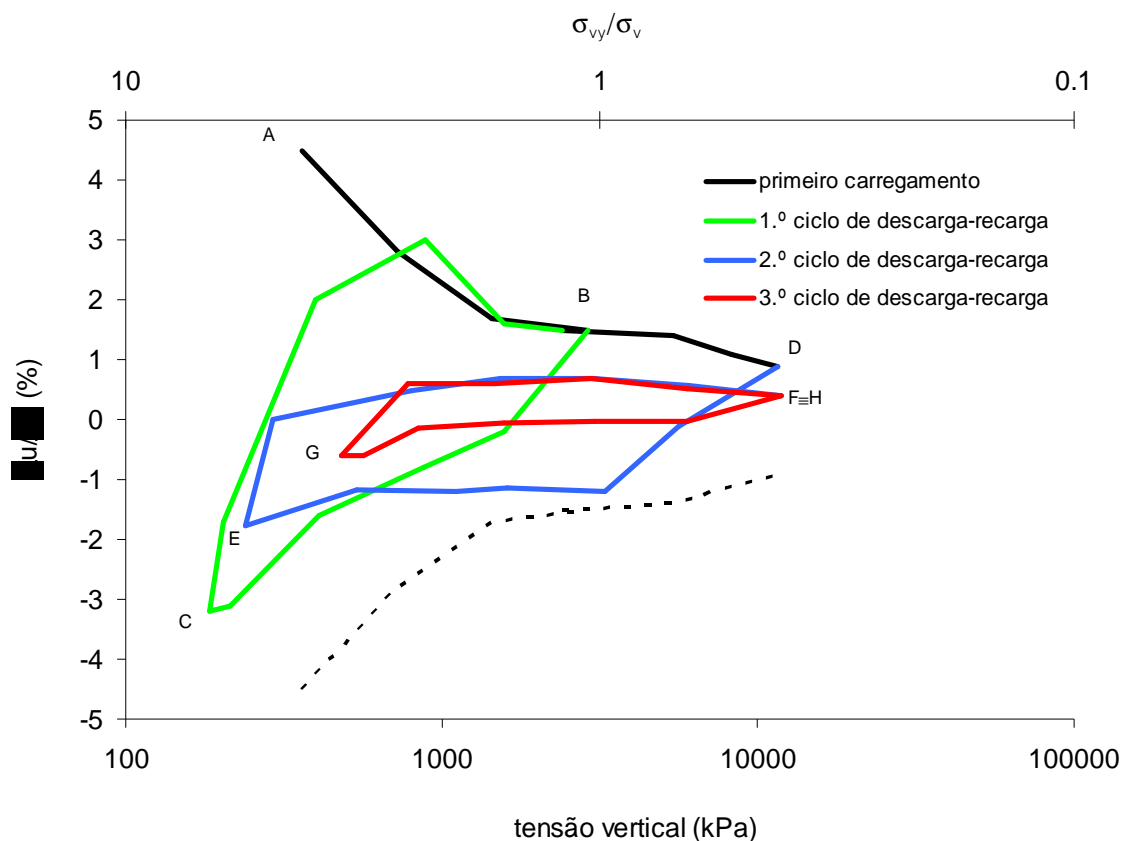


Figura 6. 34 - Evolução da pressão intersticial normalizada no decurso do ensaio edométrico de alta pressão da amostra 2728

A observação da Figura 6. 34 permite fazer algumas considerações a respeito da compressibilidade edométrica da referida amostra:

- i. Os maiores coeficientes de pressão intersticial, tanto positivos como negativos, aparecem para as menores tensões verticais, no domínio “sobreconsolidado”, ou seja para escalões de carga e de descarga que ocorram para valores inferiores à tensão de cedência.
- ii. No primeiro ciclo de descarga-recarga (*BCB*), que acontece para valores inferiores à tensão de cedência, regista-se a maior amplitude na variação dos coeficientes de pressão intersticial. No troço de recarga deste ciclo (troço *CB* da linha verde) a pressão

intersticial aumenta “rapidamente” em direcção à linha de carga. Atingida esta linha, os coeficientes de pressão intersticial seguem a mesma trajectória da linha de carga (linha a preto). Assim, a linha de carregamento indica os valores máximos do coeficiente de pressão intersticial para cada nível de tensão, funcionando como fronteira entre uma região de coeficientes de pressões intersticiais possíveis (abaixo da linha) e outra região de coeficientes intersticiais impossíveis (região acima da linha *AB*). Efectivamente, a existência desta linha limite tem coerência teórica com os restantes resultados. Considerando a deformação vertical do solo a soma da deformação elástica e da deformação plástica, e sendo a pressão intersticial gerada na carga resultante dessas duas componentes da deformação, sendo a parcela plástica por definição irreversível, em qualquer ciclo de descarga-recarga a deformação será sempre menor que no carregamento, pelo que as pressões intersticiais geradas nestes ciclos só poderão ser maiores se a sua instalação acontecer mais rapidamente. Contudo, como se pode ver pela Figura 6. 31, o tempo para a ocorrência dos valores máximos da relação $\Delta u_b / \Delta \sigma$ são maiores nos ciclos de descarga-recarga que na carga.

- iii. No primeiro ciclo de descarga-recarga, os pontos inicial e final do ciclo são praticamente coincidentes, o que está de acordo com o facto da tensão vertical neste ponto ser inferior à tensão de cedência, anteriormente determinada. Este ciclo situa-se no domínio de tensões de *comportamento sobreconsolidado*, que engloba tensões inferiores e superiores à tensão de pré-consolidação.
- iv. O segundo ciclo de descarga recarga inicia-se claramente no troço de tensões de *comportamento normalmente consolidado*, ou seja, tensões superiores à tensão de cedência, daí a significativa distância entre os pontos inicial e final do ciclo. Já o terceiro ciclo de descarga-recarga, que parte da mesma tensão vertical não apresenta volta a ter coincidência dos pontos inicial e final.
- v. Verifica-se, também, que as pressões de sucção se situam sempre acima de uma hipotética linha simétrica à linha de primeiros carregamentos (linha a traço interrompido). No entanto, não se pode considerar esta linha uma linha fronteira dos valores possíveis de sucção. Refira-se que a *compliance* do sistema de aplicação de cargas, usado neste ensaio, foi significativamente maior em descarga que em carga. Um dispositivo de pré pressurização, semelhante ao usado nos escalões de carregamento, foi posteriormente projectado a fim de eliminar este efeito indesejável.

As considerações anteriormente feitas, a respeito das curvas de pressões intersticiais máximas e das respectivas tensões verticais, ajudam a compreender a compressibilidade da amostra 2827. Para completar o estudo desta amostra fez-se, igualmente, a análise dos resultados do ensaio de altas pressões em termos de comportamento na consolidação, ou seja, da evolução das pressões intersticiais no tempo.

Quando, nas curvas do coeficiente de pressão intersticial *versus* tempo, se faz a representação dos tempos de ensaio em escala logarítmica, fica em evidência a tendência, já anteriormente referida, de um progressivo aumento do tempo para a ocorrência do valor máximo desse coeficiente ($t_{u\max}$ ou simplesmente t_{\max}) à medida que aumenta o escalão de tensão vertical (Figura 6. 35). Com base nesta constatação, procurou-se a função matemática que melhor traduzisse a relação entre o t_{\max} e a tensão vertical aplicada. A relação encontrada, representada na Figura 6. 36, é a seguinte:

$$t_{\max} = 5 \times 10^{-9} \sigma_v^2 + 9 \times 10^{-7} \sigma_v + 0,0804 \quad (6. 21)$$

com t_{\max} em minutos e σ_v em kPa.

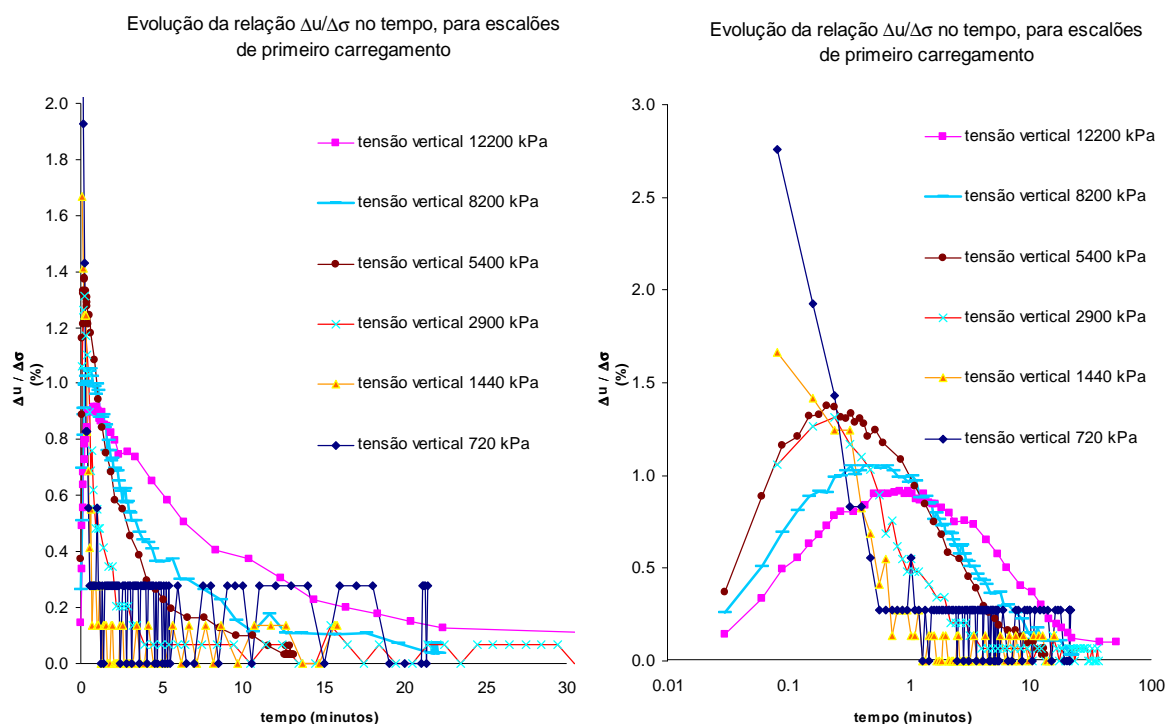


Figura 6. 35 - Evolução no tempo dos coeficientes de pressão intersticial para diferentes escalões de carga (à esquerda tempos em escala normal, à direita tempos em escala logarítmica)

Ficou também claro que o comportamento sobreconsolidado, que se regista no domínio de tensões inferiores à tensão de cedência, é muito diferente do comportamento normalmente consolidado, que se regista para tensões superiores à tensão de cedência. Daí que se tenha optado por pesquisar o modelo de comportamento normalmente consolidado em separado do comportamento sobreconsolidado, tratando separadamente as respectivas curvas de consolidação.

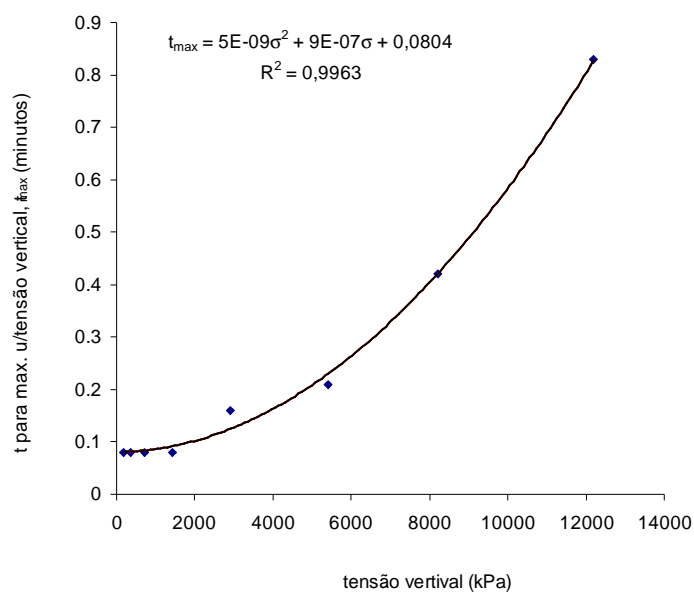


Figura 6. 36 - Variação do valor de t_{\max} com a tensão vertical aplicada

A constatação de que o t_{\max} e os coeficientes de pressão intersticial desenvolvidos dependem do nível de tensão aplicado, levou à normalização das curvas de consolidação do modo apresentado na Figura 6. 37, para tensões superiores à tensão de cedência. Na Figura 6. 38 produziu-se o ajuste de um polinómio a todos os pontos pertencentes a estas curvas normalizadas.

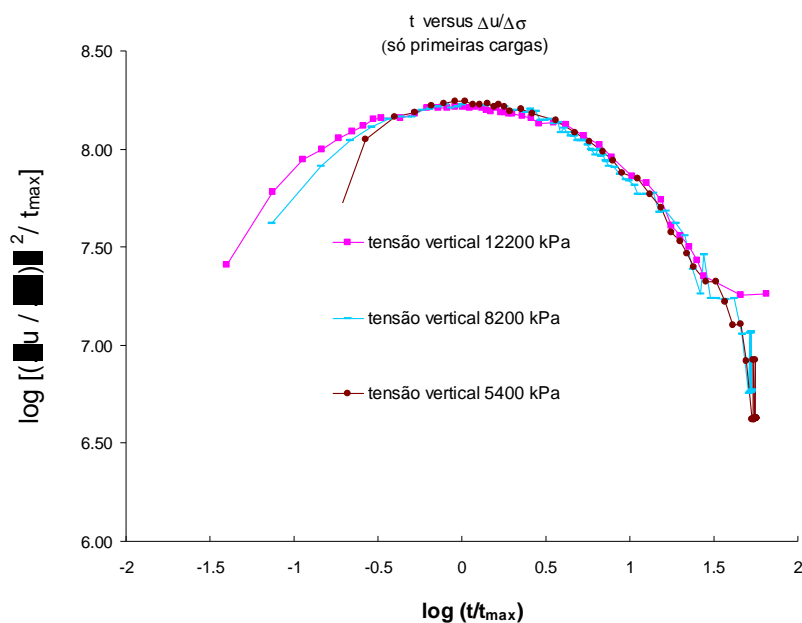


Figura 6. 37 - Curvas de consolidação do coeficiente de pressão intersticial normalizadas para tensões superiores à tensão de cedência

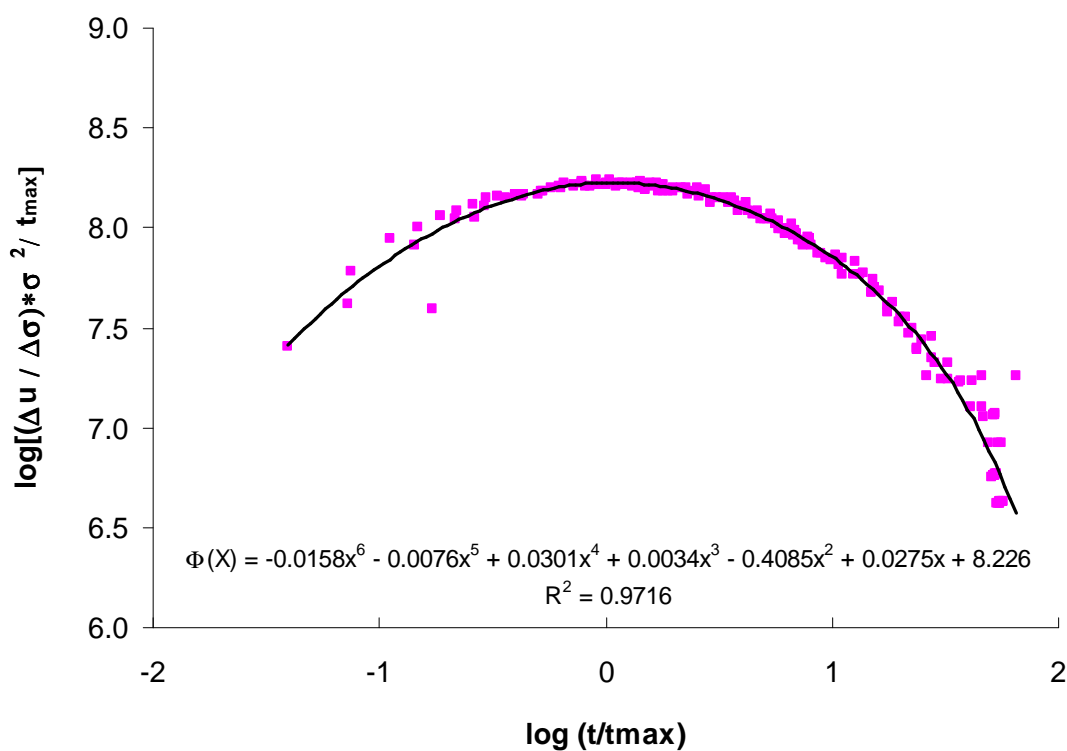


Figura 6. 38 - Gráfico da função Φ , generalizada a todas as curvas de consolidação com comportamento normalmente consolidado.

Oteve-se, assim, para todas as curvas de consolidação, uma única relação entre o tempo correspondente ao máximo desenvolvimento de pressões intersticiais (t_{\max}), o coeficiente de pressão intersticial (PPR) e a tensão vertical aplicada (σ_v), dada pela seguinte equação

$$\log \frac{PPR \times \sigma_v^2}{t_{\max}} = \Phi \left[\log \frac{t}{t_{\max}} \right] \quad (6.22)$$

na qual a função $\Phi(x)$ é definida pelo seguinte polinómio:

$$\Phi(x) = -0,0158x^6 - 0,0076x^5 + 0,0301x^4 + 0,0034x^3 - 0,4085x^2 + 0,0275x + 8,226 \quad (6.23)$$

Através da expressão (6.22) pode, então, determinar-se analiticamente a evolução do coeficiente de pressão intersticial (PPR) durante o processo de consolidação desta argila, para tensões superiores à tensão de cedência. Na Figura 6. 39, apresenta-se a comparação entre as curvas experimentais obtidas para os três escalões de carregamento, no domínio pós cedência, e as respectivas curvas teóricas, obtidas com base na análise que se acaba de expor.

Curvas t versus $\Delta u / \Delta \sigma$, linhas teóricas e experimentais

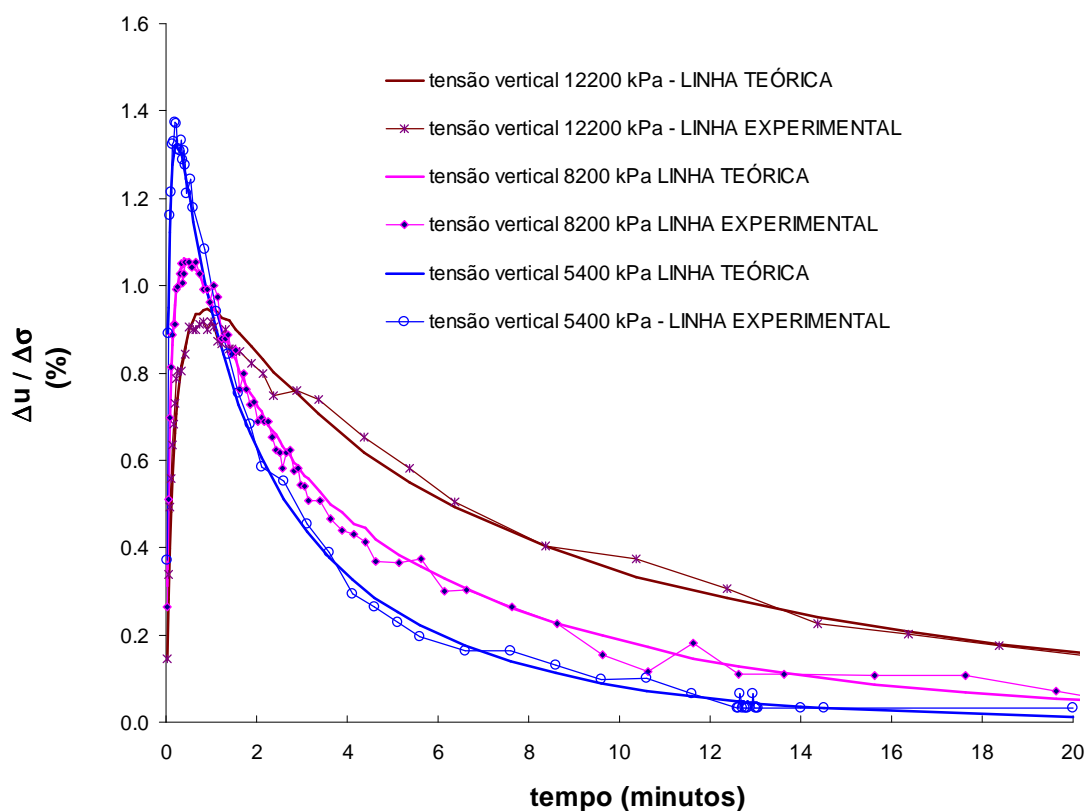


Figura 6. 39 - Curvas experimentais obtidas para os três escalões de carregamento no domínio pós cedência e as respectivas curvas analíticas

Uma análise análoga pode ser realizada para os escalões de carga inferiores às tensões de cedência desde que disponham de suficientes leituras nos instantes iniciais dos carregamentos, especialmente, nos primeiros 5 segundos, o que não foi concretizado nos ensaios levados a efeito.

6.4.2. RESUMO DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS REALIZADOS

6.4.2.1. SITE S1 (UNIVERSIDADE) E S2 (VILAR)

Sobre as argilas das sondagens S1 (Universidade) e S2 (Vilar) fizeram-se vários ensaios edométricos. No quadro Quadro VI. IV apresentam-se as características mais relevantes das amostras tratadas e no Quadro VI. V resumem-se os principais resultados obtidos nos ensaios realizados.

No Site S1, sobre a amostra 2827, fizeram-se dois ensaios edométricos, um de baixa tensão (tensão máxima na ordem de 2 MPa), segundo a metodologia convencional, e outro de alta pressão, até tensões de 12 MPa, segundo os procedimentos anteriormente descritos para os ensaios de alta pressão, iniciando-se o ensaio com uma fase de expansão impedida, para medição da tensão de expansão.

Quadro VI. IV – Características das amostras “indeformadas” dos sites S1 e S2 testadas em ensaios edométricos

Ref. ^a da amostra	Local	Método de extracção	Profundidade (m)	G _s	γ (kN/m ³)	σ'_{vo} (kPa)	w _n (%)	LL (%)	IP (%)
2827	SB1-S1 Universidade	Sondagem	3,7	2,66	17,0	74	15,6	54	24
2830	SB1-S1 Universidade	Sondagem	6,2	2,64	18,9	98	16,8	39	12
2839	SB2-S2 VILAR	Sondagem	8,6	2,64	18,3	100	19,8	55	28

Como se referiu anteriormente, nos ensaios de baixa pressão não foi possível identificar com clareza a passagem do troço de comportamento normalmente consolidado ao troço de comportamento sobreconsolidado. Assim, os valores dos índices de compressibilidade (C_c) determinados nestes ensaios dizem respeito ao declive dos últimos pontos das curvas de compressibilidade.

Quando se comparam os valores de C_c e de C_s obtidos nos ensaios de baixa pressão com os obtidos no ensaio de alta pressão (Quadro VI. V), verifica-se que os valores de C_c obtidos nos ensaios de baixa pressão estão muito próximos do valor de C_s obtido com o ensaio de alta pressão, o que está de acordo com o facto de o campo de comportamento sobreconsolidado não ser ultrapassado nos ensaios de baixa pressão.

Quadro VI. V - Principais resultados dos ensaios edométricos realizados

Ref. ^a da amostra	Ensaio realizado: EBP- baixa pressão; EAP- alta pressão	e_i	C_c	C_s	σ'_s (kPa)	σ'_{vy} (kPa)	YSR	OCR*	C_v (m ² /s)	K (m/s)
2827	EBP	0.536	0,038	0,020	-	-	-	-	$5 \times 10^{-8} - 9 \times 10^{-8}$	$10^{-14} - 10^{-12}$
	EAP	0.534	0.228	0,019	70	3350	45	27	$1 \times 10^{-8} - 9 \times 10^{-7}$	
2830	EBP	0.453	0,040	0,015					$6 \times 10^{-8} - 9 \times 10^{-8}$	$10^{-13} - 10^{-11}$
2839	EBP	0.571	0,095	0,020					$1 \times 10^{-7} - 2 \times 10^{-7}$	10^{-11}

*Valores máximos, deduzidos a partir de dados estratigráficos da região.

No ensaio de expansão impedida obteve-se uma tensão de expansão, σ'_s , de 70 KPa, tensão ligeiramente inferior à tensão vertical efectiva em repouso, σ'_{v0} . Por comparação da tensão efectiva de cedência, σ'_{vy} , com a actual tensão vertical efectiva, obtém-se a razão de tensão de cedência (*yield stress ratio*), YSR (Burland, 1990), que neste caso é 45, valor necessariamente muito distinto do OCR deste material, conforme foi amplamente referido anteriormente.

Os valores dos coeficientes de consolidação obtidos no ensaio de alta pressão e nos ensaios de baixa pressão são idênticos, na ordem de 10^{-8} m²/s, o mesmo se passa com os coeficientes de permeabilidade calculados, neste caso a ordem de grandeza predominante é 10^{-11} m/s.

6.4.2.2. SITE S4 (VAGOS)

O Site S4 apresenta um perfil vertical bastante homogéneo. Sobre os materiais deste local realizaram-se dois ensaios edométricos, um de baixa pressão e outro de alta pressão. As principais características da amostra tratada nestes ensaios, bem como, o principais resultados de cada um dos métodos estão patentes nos Quadros VI. VI e Quadros VI. VII, respectivamente.

Quadro VI. VI – Características da amostra “indeformada” do site S4 (Vagos) testada em ensaios edométricos

Ref. ^a da amostra	Local	Método de extracção	Profundidade (m)	G _s	γ (kN/m ³)	σ'_{vo} (kPa)	w _n (%)	LL (%)	IP (%)
SB4	SB4-S4 Vagos	Sondagem	3,4	2,65	19,7	71	20,8	56	34

Quadro VI. VII - Principais resultados dos ensaios edométricos realizados

Ref. ^a da amostra	Ensaio realizado: EBP- baixa pressão; EAP- alta pressão	e _i	C _c	C _s	σ'_s (kPa)	σ'_w (kPa)	YSR	OCR*	C _v (m ² /s)	K (m/s)
SB4-S4 Vagos	EBP	0,590	0,22	0,05	-	-	-	-	4x10 ⁻⁸ – 1x10 ⁻⁷	10 ⁻¹³ - 10 ⁻¹⁰
	EAP	0,542	0,28	0,07	75	2800	39	18	4x10 ⁻⁸ – 1x10 ⁻⁷	

*Valores máximos, deduzidos a partir de dados estratigráficos da região.

A análise dos resultados mostra que, também neste local, a tensão de cedência é significativamente superior à suposta tensão de pré-consolidação, e que a tensão de expansão é muito próxima da tensão *in situ*.

6.4.2.3. SITE S3 (QUINTA DO FANDANGO - ESGUEIRA)

Para realizar os ensaios edométricos desta sondagem escolheu-se um dos níveis mais argilosos do perfil, uma vez que neste local predominam as areias argilosas. O estrato escolhido situa-se a 9,5 m de profundidade e é constituído por argilas arenosas negras. Como se viu anteriormente, neste local a percentagem de minerais argilosos é a mais reduzida. No entanto, é também o local onde ocorrem os minerais argilosos mais activos (esmectites). As principais características da amostra tratada nestes ensaios constam do Quadro VI. VIII.

Quadro VI. VIII – Características da amostra “indeformada” do site S3 (Q. Fandango) testada em ensaios edométricos

Ref. ^a da amostra	Local	Método de extracção	Profundidade (m)	G _s	γ (kN/m ³)	σ'_{vo} (kPa)	w _n (%)	LL (%)	IP (%)
2848	SB3-S3 Qta do Fandango	Sondagem	9,5	2,66	20,1	190	11,9	49	28

Realizaram-se dois ensaios sobre amostra “indeformada”, um de baixa e outro de alta pressão. Os resultados dos ensaios efectuados constam do Quadro VI. IX.

Quadro VI. IX - Resultados dos ensaios edométricos realizados sobre a amostra 2848

Ref. ^a da amostra	Ensaio realizado: EBP- baixa pressão; EAP- alta pressão	e_i	C_c	C_s	σ'_s (kPa)	σ'_{vy} (kPa)	YSR	OCR*	c_v (cm ² /s)	K (cm/s)
2848	EBP	0,320	0,12	0,05					$2 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-7}$	$10^{-12} - 10^{-10}$
	EAP	0,317	0,6	0,06	38	1900	10	9	$3 \times 10^{-8} - 4 \times 10^{-8}$	

*Valores máximos, deduzidos a partir de dados estratigráficos da região.

Na Figura 6. 40 apresenta-se a comparação dos coeficientes de compressibilidade e de recompressibilidade dos três locais estudados (à esquerda), bem como, os coeficientes YSR e OCR (à direita).

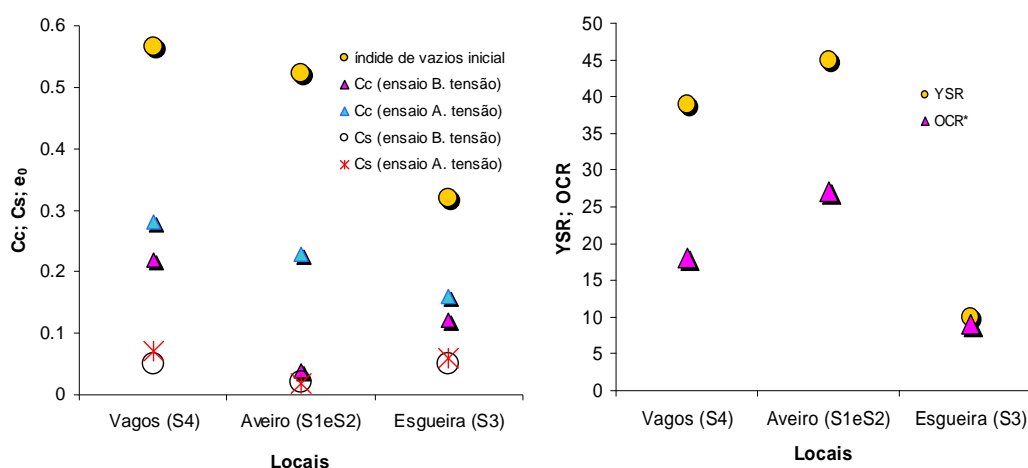


Figura 6. 40 - Comparação de parâmetros de compressibilidade dos locais de Vagos, Aveiro e Esqueira

CAPÍTULO 7

DEFORMABILIDADE E RESISTÊNCIA AO CORTE

Neste capítulo são tratados os aspectos relacionados com a medição do estado de tensão *in situ*, da deformabilidade e da resistência ao corte nos materiais da formação geológica *Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos*. Na área estudada escolheram-se três *sites* que, à partida, indicavam possibilidades de exibirem comportamentos geomecânicos mais contrastantes. O objectivo principal não foi a caracterização propriamente dita, mas sim testar a metodologia proposta para o estudo destes materiais do Cretácico Superior, que na região compreendem argilas moderadamente duras, siltes e areias e calcários dolomíticos brandos.

Por outro lado, conhecidas que são as dificuldades da aplicação dos ensaios laboratoriais na avaliação destas propriedades neste tipo de materiais, exigindo meios muito específicos, especialmente para medições no domínio das pequenas deformações, deu-se preferência à sua avaliação *in situ*, através de ensaios com pressiómetro autoperfurador, que, apesar das mais recentes e significativas melhorias na qualidade das amostras e dos ensaios laboratoriais, continuam a ser considerados a melhor via para a avaliação do estado de tensão e da deformabilidade de maciços deste tipo.

Os ensaios laboratoriais realizados neste âmbito foram ensaios de corte em compressão triaxial não drenados, após consolidação isotrópica, e ensaios de compressão não confinada. Revelaram-se mais importantes para a compreensão da fenomenologia da ruptura do que, propriamente, para a caracterização dos respectivos parâmetros.

7.1. AVALIAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO E DA DEFORMABILIDADE “IN SITU”

A avaliação corrente da deformabilidade dos maciços terrosos *in situ* é, geralmente, efectuada através de relações empíricas, que combinam parâmetros físicos e de estado (peso volúmico, teor em água, compacidade ou consistência, granulometria, OCR , K_0 , etc.) com resistências à penetração, obtidas em ensaios de penetração dinâmica SPT , DPL , DPH ou $DPSH$ ou por ensaios de penetração estática do tipo CPT ou $CPTU$.

Nos maciços rochosos, dada a maior dificuldade de execução dos ensaios *in situ*, a deformabilidade do maciço é muitas vezes inferida apenas através de parâmetros físicos e de estado, obtidos em sondagens e/ou de amostras recolhidas. Essa avaliação tem em conta, geralmente: a litologia, o peso volúmico, a permeabilidade, a fracturação (espaçamento, rugosidade e preenchimento), a laminação, o grau de alteração, RQD , TCR , SCR e a resistência à compressão simples.

É, no entanto, possível e desejável, principalmente para obras de maior complexidade, obter parâmetros de deformabilidade e de estado de tensão *in situ* através de ensaios mais ajustados à interpretação teórica, quer seja no domínio da mecânica dos solos quer seja no domínio da mecânica das rochas. Assim, para os solos e as rochas brandas, os ensaios tidos como mais fiáveis, e mais amplamente usados, são os ensaios com pressiômetros (autoperfurador ou com pré-furação), em profundidade, e os ensaios de carga em placa, em zonas mais superficiais. Por outro lado, nas rochas duras, os ensaios com dilatômetro cilíndrico e com macacos planos são os mais usuais.

Uma via alternativa, mais exigente, consiste na combinação de métodos indirectos geofísicos (de laboratório e de campo), de ensaios *in situ* e de ensaios laboratoriais. Nesta metodologia usam-se os métodos geofísicos para estimar os módulos de elasticidade dinâmicos em repouso e para avaliar a perturbação das amostras usadas nos ensaios de laboratório, usam-se os ensaios *in situ* especiais (do tipo *Seff Boring Pressumeter Tests - SBPT*) para estimar o estado de tensão em repouso e os módulos pseudo-elásticos secantes a baixos níveis de deformação, aqueles que efectivamente interessa considerar na avaliação do comportamento da generalidade das obras. Com os ensaios laboratoriais, essencialmente, ensaios de corte em compressão triaxial em células do tipo *stress path*, com instrumentação local, depois de repostas as condições iniciais, dadas pelos ensaios *in situ*, executam-se ensaios com trajectórias de tensões impostas segundo o modelo de

comportamento previsto para a obra, visto que nos ensaios *in situ* é impossível alterar a trajectória de tensões associada ao equipamento.

Nesta dissertação a via escolhida, não foi a primeira - a da avaliação através de ensaios correntes e de relações empíricas-, muito embora no Capítulo 5 se apresentem muitos elementos que permitam avaliações desse género. Também não foi a terceira via, a mais exigente, uma vez que exigiria meios de investigação dificilmente disponíveis e obrigaria, necessariamente, a vocacionar o trabalho exclusivamente para esta temática, e, finalmente, porque esse tipo de investigação tem maior interesse quando aplicado a um problema de uma obra geotécnica em concreto, o que não é objectivo da presente investigação, onde, sobretudo, se pretende testar uma metodologia de caracterização geomecânica em abstracto. Todavia, a opção tomada parece determinante para que, no futuro, se possa prosseguir, sustentadamente, com outros trabalhos de investigação mais focalizados.

Depois de considerados todo o tipo de factores, facilmente se decidiu pelo uso dos ensaios pressiométricos, com pressiómetro autoperfurador, dado que:

- i. Como o ensaio parte, teoricamente, do estado imperturbado, é possível estimar a tensão horizontal *in situ*, o que permite determinar o coeficiente de impulso em repouso, K_0 .
- ii. Permite caracterizar o comportamento geomecânico dos maciços, para pequenos níveis de deformação (Figura 7. 1). Nas argilas, podem avaliar-se os parâmetros de resistência e de rigidez.

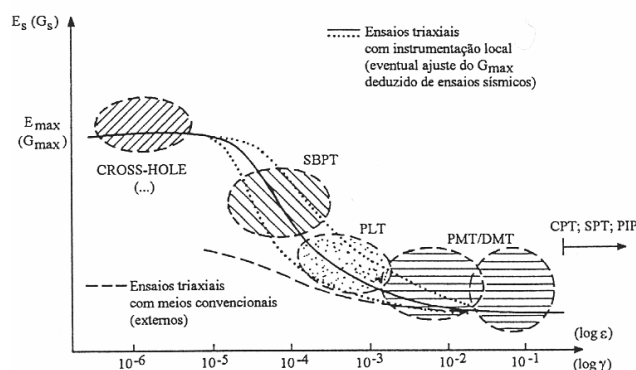


Figura 7. 1 - Níveis de deformação envolvidos em ensaios geotécnicos (Viana da Fonseca, 1996)

- iii. O ensaio *SBPT* permite estimar a rigidez do material com bastante rigor, mesmo quando comparado com medições locais em amostras de boa qualidade; na Figura 7.1 pode comparar os campos de aplicação do ensaio *SBTP* e dos outros ensaios de laboratório e *in situ*.
- iv. É um ensaio considerado de excelência para a caracterização geomecânica de maciços do género dos estudados neste trabalho. Os seus métodos e os seus resultados são discutidos em inúmeras publicações científicas. Em argilas sobreconsolidadas a contribuição britânica é mesmo muito preponderante.
- v. Existe alguma experiência científica da sua aplicação em Portugal, especialmente em obras de grande importância, entre as quais, o Metropolitano de Lisboa, onde algumas formações ensaiadas têm muito em comum com as formações cretácicas aqui estudadas. Neste aspecto são relevantes os trabalhos do *LNEC* desenvolvidos por Sousa Coutinho e Ludovico Marques, entre outros.
- vi. Existe em Portugal um equipamento deste tipo, propriedade do *LNEC*, entidade com quem a Universidade de Aveiro estabeleceu um protocolo de colaboração técnico-científica.

7.2. ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS

Os pressiómetros são instrumentos cilíndricos, concebidos para a aplicação de pressões uniformes nas paredes de um furo, através de uma membrana flexível, na qual é injectada um líquido ou um gás. O objectivo é a obtenção de dados sobre o estado de tensão, a deformabilidade e a resistência ao corte do maciço, por análise da relação entre a pressão radial aplicada e a deformação resultante.

Existem três tipos principais de pressiómetros, tendo em conta o método de instalação no maciço: pressiómetros com prévia perfuração, pressiómetros autoperfuradores e pressiómetros penetrantes (Figura 7. 2).

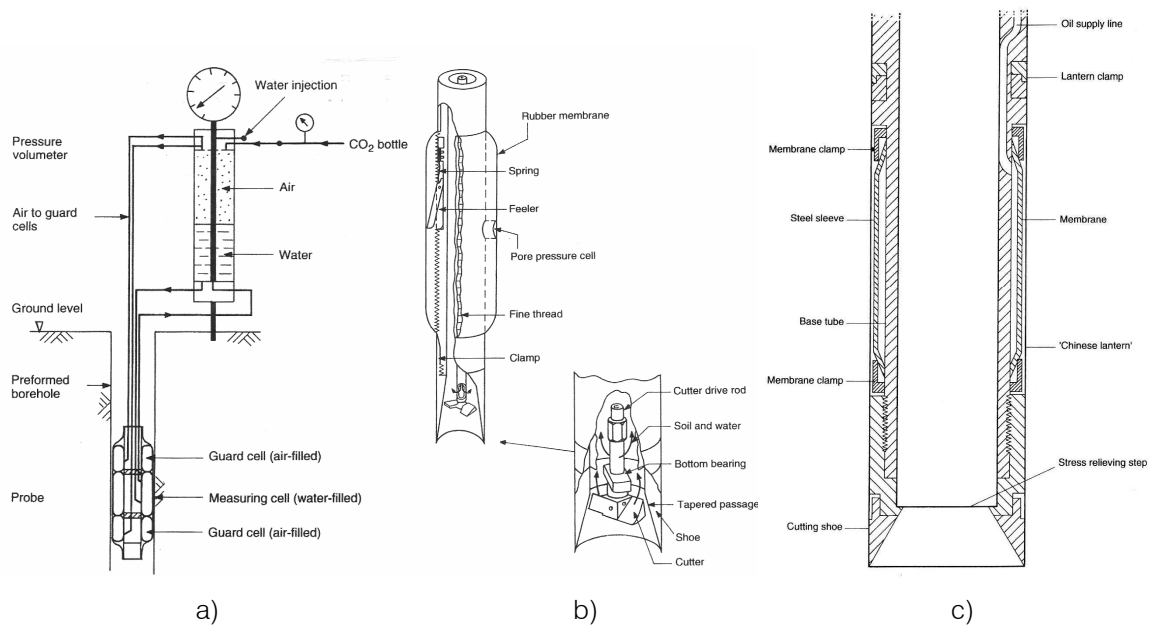


Figura 7. 2 - Pressiómetros: a) de perfuração prévia - modelo Ménard; b) autoperfurador; c) penetrante (*Pushed In Pressuremeter*). Adaptado de Clayton(1995)

7.2.1 PRESSIÓMETROS DE PERFURAÇÃO PRÉVIA (*PDP – PRE-DRILLED PRESSUREMETERS*)

Os pressiómetros com perfuração prévia (*PDP – Pre-Drilled Pressuremeters*) são equipamentos que se instalam em furos previamente executados. Embora a sua origem seja anterior, foram os desenvolvimentos introduzidos por Ménard, na década de 1950, que generalizaram a sua aplicação na caracterização geotécnica e no dimensionamento de fundações. O ensaio é realizado por escalões de pressão. Do tratamento da curva que relaciona as pressões, em cada escalão, com os volumes da cavidade, obtêm-se os parâmetros usados no dimensionamento, essencialmente, o módulo pressiométrico Ménard e a pressão limite. Os *PDP*, nos quais o *MPM* (*Ménard PressureMeter*) se inclui, aplicam-se a todos os tipos de solos e ainda a rochas brandas.

O pressiómetro Ménard é constituído por três células, uma central, onde se fazem as medições de volume, e duas “células guarda” destinadas a garantir o estado plano de deformação. Por convenção, a pressão limite é a pressão para a qual se induz a duplicação de volume da célula central do pressiómetro Ménard.

7.2.2 PRESSIÓMETROS AUTOPERFURADORES (*SBP – SELFBORED PRESSUREMETERS*)

Os pressiómetros autoperfuradores (*SBP – SelfBored Pressuremeters*), como o próprio nome indica, são pressiómetros capazes, eles próprios, de realizar a furacão para se posicionarem no local do ensaio. Os pressiómetros autoperfuradores começaram a ser desenvolvidos em França (Jézéquel, 1968 e Baguelin *et al.*, 1978, cit. *in* Marques, 1997), mas foram os desenvolvimentos realizados, no início dos anos 70, na Grã-Bretanha (Wroth e Hughes, 1973), que levaram ao aparecimento do modelo mais conhecido, o *CSBP* (*Cambridge SelfBored Pressuremeter*). A ideia presente no desenvolvimento deste tipo de pressiómetros foi a de tentar reduzir a quase inevitável perturbação do solo causada pela pré-furacão, uma vez que a perturbação do solo pode ter um efeito muito significativo nas propriedades determinadas *in situ*. Os pressiómetros autoperfuradores incorporam um mecanismo interno de corte e de desagregação do solo, que permite o avanço do pressiómetro no maciço com o mínimo de perturbação do solo envolvente.

As quatro versões (duas inglesas e duas francesas) mais conhecidas de pressiómetros autoperfuradores são as seguintes:

- i. o *CSBP* (*Cambridge SelfBored Pressuremeter*), muito usado na Grã-Bretanha para ensaiar argilas sobreconsolidadas;
- ii. o *WRSBP* (*Weak Rocks SelfBored Pressuremeter*), o qual constitui uma evolução do *CSBP* com incorporação de um “*roller bit*” ou de um “*full-face bit*”, que permitem a penetração em rochas brandas;
- iii. o *PAF* (*Pressiomètre AutoForeur*), desenvolvido em França, pelos Laboratoires des Ponts et Chaussées (*LPC*);
- iv. o *PAFSOR* (*Pressiomètre AutoForeur pour Sol Raide*), que é um desenvolvimento do *PAF* para testar solos duros.

Outras versões menos usuais, tais como, o pressiómetro do *LCP* destinado a obras marítimas (*PAM - Pressiomètre AutoForeur Marin*) e o *WSBP* (*Wireline SBP*) são referidos em Marques (1997).

As principais diferenças entre os modelos franceses e os modelos ingleses residem na forma de medir as deformações e no modo de accionamento do *bit*. Nos modelos ingleses, as medições das deformações são feitas mecânica e electricamente através de braços mecânicos e *pontes de Wheatstone* ou sensores *Hall effect* e, nos modelos franceses, as medições são inferidas através das variações de volume de fluido. Nos modelos franceses o *bit* é accionado por um motor hidráulico de fundo-furo, enquanto que

o *bit* dos modelos britânicos é accionado, mecanicamente, através de uma haste ligada à cabeça de rotação da máquina de sondagens, à superfície.

O maior interesse da utilização dos *SBP* reside na possibilidade de executar ensaios em solos praticamente indeformados. No entanto, trata-se de um equipamento complexo, que requer a sua operação com considerável cuidado e experiência, caso contrário, a perturbação pode ser tal que os resultados dos ensaios são muito semelhantes a outros possíveis com equipamentos muito mais simples (tipo *PBP*).

Os factores mais relevantes para a qualidade do ensaio, ou seja, os factores que influenciam o grau de perturbação causada pela inserção do pressiómetro no solo, são:

- i. o tipo de solo;
- ii. a relação entre os diâmetros da ponta biselada e da membrana do pressiómetro em repouso;
- iii. a distância (o recuo) do *bit* desagregador relativamente à aresta da ponta biselada;
- iv. a força vertical aplicada durante a perfuração;
- v. a vibração durante a perfuração.

O grau de perturbação pode ser bastante minimizado dando atenção a cada um dos factores referidos na programação dos ensaios.

7.2.3 PRESSIÓMETROS PENETRANTES (PIP – PUSHED IN PRESSUREMETERS OU DISPLACEMENT PRESSUREMETERS)

Neste tipo de pressiómetro o posicionamento para ensaio faz-se por cravação, estática ou com vibração. Podem distinguir-se dois tipos de *PIP*, tendo em consideração o modo de deslocação do solo durante a cravação: os *PIP* de ponta aberta, onde o solo é forçado a entrar para o interior do pressiómetro, que funciona como um amostrador, e os *PIP* de ponta em cone, que provocam o deslocamento radial do solo durante a penetração.

Do ponto de vista dos resultados obtidos, a principal diferença entre os três tipos de pressiómetros, acima referidos, prende-se com a tensão aplicada no início do ensaio. Nos pressiómetros de pré-furação, os ensaios partem de níveis de tensão horizontal próximos de zero, nos pressiómetros autoperfuradores, o ensaio começa a um nível de tensão horizontal semelhante ao existente *in situ* antes da inserção do equipamento, enquanto que, nos ensaios executados com pressiómetros do tipo *PIP* (*Pushed In Pressuremeter*),

como consequência da pressão exercida durante o processo de cravação, o ensaio é iniciado a uma tensão superior à tensão horizontal existente *in situ* (Figura 7. 3).

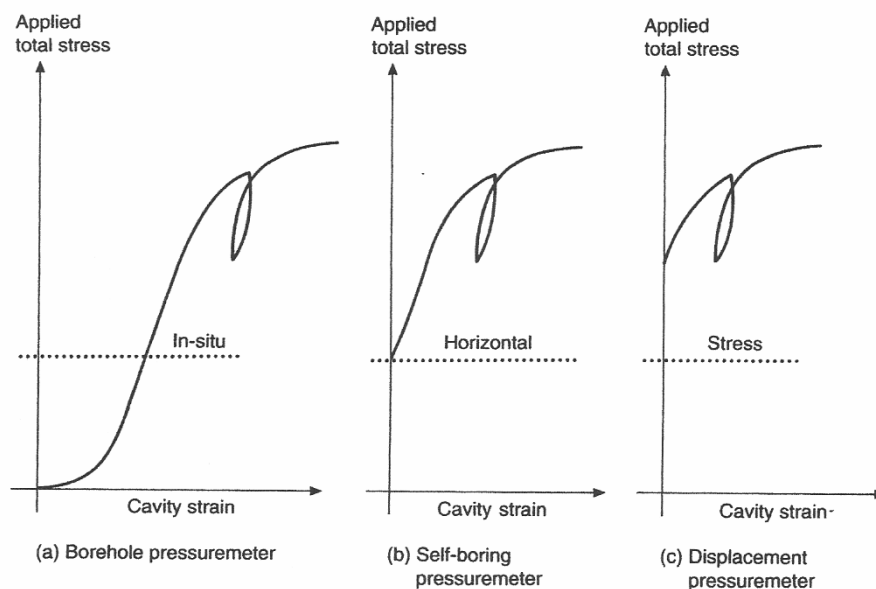


Figura 7. 3 - Resultados típicos dos três tipos de pressiómetros, adaptado de Clayton(1995)

7.3. ENSAIO CSBPT (CAMBRIDGE SELF BORING PRESSUREMETER TEST)

O *CSBP* é, actualmente, o modelo de pressiómetro autoperfurador mais conhecido, em parte devido ao desenvolvimento comercial que lhe foi dado pelo fabricante - *Cambridge InSitu* - e, também, devido à extensa utilização na Grã-Bretanha, especialmente, na caracterização de argilas sobreconsolidadas.

Existem duas versões de *CSBP*, fabricadas pela *Cambridge InSitu*, - o modelo analógico e o modelo digital. A diferença fundamental entre eles reside na electrónica que possuem. O modelo digital incorpora um microprocessador, que procede à conversão dos sinais analógicos em digitais na estrutura do próprio pressiómetro, ou seja, no interior do furo, enquanto que, o modelo analógico, envia para a superfície sinais analógicos (voltagens), fazendo-se todo o processamento no exterior do aparelho.

O pressiómetro digital proporciona resultados mais fiáveis, já que o sinal emitido para a superfície pelo microprocessador é menos susceptível a interferências, diminuindo o ruído.

Acresce que, o processamento do sinal dentro do pressiómetro diminui o número de fios de ligação ao exterior (passa de 22 para 4).

O *CSBPT* é um ensaio de expansão radial de uma cavidade cilíndrica que o próprio equipamento de medição executa e à qual se ajusta perfeitamente. Um sistema computadorizado de aquisição e controlo de pressões e deformações permite adoptar procedimentos de ensaio a tensão controlada ou a deformação controlada.

Com este ensaio podem determinar-se parâmetros geomecânicos fundamentais de resistência, de deformabilidade e do estado de tensão inicial, parâmetros que se obtêm por aplicação de teorias da expansão de cavidades aos dados recolhidos.

7.3.1 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS DE ENSAIO

Equipamentos de profundidade

O *CSBP* usado no presente trabalho, propriedade do *LNEC*, é do modelo digital *Mark Xd* fabricado pela *Cambridge InSitu*. Pode aplicar pressões até 10 MPa e expandir-se de um diâmetro inicial de 83 mm para um diâmetro final de 95 mm - cerca de 15% de extensão máxima possível. A resolução da leitura das deformações é inferior a 1 μm e a resolução das leituras de pressão é inferior a 1 kPa.

O *CSBP* tem cerca de 83 mm de diâmetro e 1200 mm de comprimento, e possui, no troço central, uma membrana expansível com cerca de 500 mm de comprimento. O *CSBP* do *LNEC* pode operar com duas configurações distintas:

- configuração normal – destinada a ensaiar solos de consistência média a mole, que usa uma membrana de adiprene protegida por tiras de aço inoxidável, designada de lanterna chinesa;
- configuração de solos rijos e rochas brandas (*WRSBP* – *Weak Rock SelfBoring Pressuremeter*) – o qual possui uma membrana de borracha, reforçada internamente e nas extremidades com fios de linho.

A ponta do pressiómetro possui um bisel voltado para o interior, ao contrário dos amostradores convencionais (nos quais o bisel está voltado para o exterior), uma vez que a amostra a ser ensaiada é o solo circundante, que se pretende o menos perturbado possível. A Figura 7. 4 mostra, esquematicamente, a diferença entre a perturbação causada por um amostrador convencional e pelo bisel do pressiómetro autoperfurador.

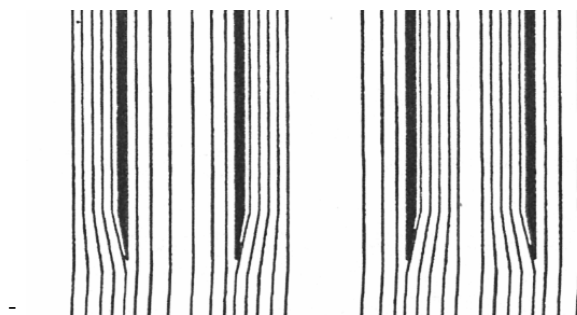


Figura 7. 4 - Perturbações causadas pelo amostrador convencional (à esquerda) e pela ponta biselada do pressiómetro (à direita), (Marques, 1997)

O solo que penetra através da ponta biselada sofre a acção de um *bit* desagregador, de forma a se transformar em pequenas partículas, *cuttings*, transportáveis pelo fluido de circulação. O desagregador é um dispositivo de corte rotacional, accionado pela haste interna do trem de sondagem.

Existem três tipos de desagregadores (Figura 7. 5):

- Espátula cortante – para solos facilmente desagregáveis;
- *Rock-roller bit* – para solos rijos e rochas brandas;
- Secção total (*full face*) – para rochas brandas.



Figura 7. 5 - Tipos de desagregadores (da esquerda para a direita): espátula cortante; *rock-roller bit*; secção total (*full face*)

Conforme foi referido, a relação entre os diâmetros das peças cortantes do autoperfurador e o diâmetro externo da membrana em repouso, bem como, o posicionamento (recuo) do *bit* relativamente ao bisel, condicionam a qualidade da furação executada, ou seja, o grau de perturbação do solo ensaiado, e consequentemente, influenciam a qualidade dos resultados obtidos nos ensaios.

No Quadro VII. I constam as dimensões típicas das peças cortantes e das membranas, dos actuais pressiómetros autoperfuradores (*CSBP*), nas diferentes configurações.

Quadro VII. I - Dimensões exteriores das peças cortantes e das membranas dos pressiômetros em diferentes configurações (adaptado de Marques, 1997)

Configuração	Desagregador	Diâmetros (mm)		
		Sobre a membrana	Peças de fixação	Ponta biselada
Normal	Espátula	83,1	83,1	83,1
Normal	<i>Rock-Roller</i> (73mm)	83,1	83,1	83,1
<i>WRSBP</i>	<i>Rock-Roller</i> (73mm)	87,0	87,7	87,7
<i>WRSBP</i> (Areias densas)	<i>Rock-Roller</i> (82,5mm)	87,0	87,7	88,45
<i>WRSBP</i> (Rochas brandas)	Secção total (<i>Full face</i>)	87,0	87,7	>87,7

Na presente dissertação, dada a natureza dos materiais ensaiados, foi usada apenas a configuração de solos rijos e rochas brandas (*WRSBP*), pelo que, todas as considerações de equipamentos e de funcionamento que a seguir se fazem, dizem respeito, especificamente, ao *CSBP* do *LNEC* nesta configuração.



Figura 7. 6 – Pressiômetro durante o procedimento de substituição da membrana

A célula pressiométrica possui seis sensores mecânicos (seis braços mecânicos), que medem os deslocamentos radiais da superfície da membrana em seis pontos igualmente distribuídos em torno da secção expansível. Possui, também, uma célula de pressão total, que mede as pressões aplicadas pela membrana. A Figura 7. 7 mostra um esquema da

estrutura cilíndrica metálica interna (chassis) de suporte dos braços mecânicos de medição e a Figura 7. 6 mostra uma imagem do pressiómetro usado neste trabalho.

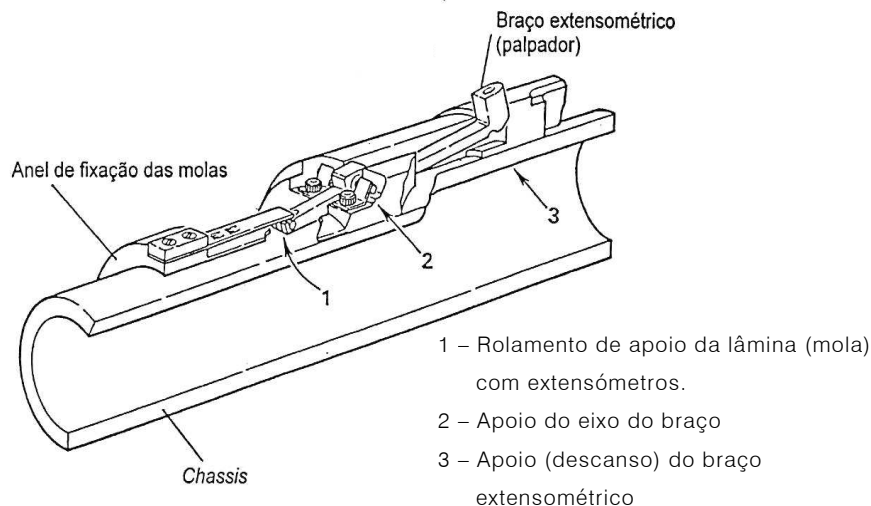


Figura 7. 7 - Chassis do CSBP, mostrando um conjunto braço e palpador, adaptado de Marques (1997)

Os braços mecânicos transmitem os deslocamentos a extensômetros, que as convertem em sinais eléctricos de pequena magnitude. Os seis *outputs* analógicos são registados pela aquisição em ciclos de 5 segundos. O *output* do sistema é constituído por dados, em formato *ASCII*, transmitidos para a superfície por um cabo que se liga a uma porta *RS232*. A aquisição (*multiplexer*), o conversor de analógico para digital e a porta série são controlados por um microprocessador no interior do aparelho (Figura 7. 8).



Figura 7. 8 – Interior do CSBP digital. Sistema de leituras analógicas (lado esquerdo da imagem); conversor analógico/digital e microprocessador (lado direito da imagem) (retirado de www.cambridge-insitu.com)

Equipamentos à superfície



Figura 7. 9 - Cabine com os equipamentos de aquisição e controlo do ensaio (site S1- Universidade)

Do ensaio fazem parte os seguintes equipamentos à superfície:

- Garrafa de gás azoto;
- Painel de controlo de pressões (*PCP*) – destinado a monitorizar as pressões de ensaio em modo automático, podendo também ser usado para controlo de pressões em modo manual (ensaio de fluxo controlado);
- Unidade de controlo de extensão (*SCU – Strain Control Unit*) – constituída por duas caixas: uma caixa, electrónica, de comando, para controlar a taxa de fornecimento de gás ao pressiómetro, e que permite conduzir o ensaio a taxa constante de extensão ou a taxa constante de pressão, e outra caixa, que contém as válvulas magnéticas (solenóides) que executam as informações recebidas da caixa de comando; esta última tem a função de regular o gás azoto recebido da garrafa de acordo com as necessidades do ensaio em cada instante; a *SCU* disponibiliza oito taxas constantes de extensão, entre 0,1% e 10% por minuto (0,1%; 0,2%; 0,5%; 1%; 2%; 5% e 10%), crescentes ou decrescentes, para ensaios a deformação controlada, e oito taxas constantes de pressão entre 25 e 1500 kPa por minuto (25, 50, 100, 200, 375, 750 e 1500 kPa), para uma pressão máxima de ensaio de 10 MPa. No caso de ensaios com pressão máxima de 4 MPa as taxas de pressão disponíveis são 10, 20, 40, 80, 150, 300 e 600 kPa por minuto.

- Unidade electrónica de interface (*EIU – Electronic Interface Unit*) – é, essencialmente, uma unidade de acondicionamento de sinal e faz a interface entre o pressiómetro e a *SCU*;
- Uma “*Electricity Separating Union*” (*ESU*) – faz a junção da tubagem de gás, proveniente do *PCP*, com o cabo eléctrico, proveniente da *EIU*, para que o cabo que entra no furo seja único;
- Computador portátil;
- Uma bateria de 12V;

O equipamento à superfície é acondicionado e operado do interior de uma *roulotte* que o *LNEC* faz deslocar para o local dos ensaios (Figura 7. 9).

7.3.2 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS DE SONDAGEM ASSOCIADOS AO ENSAIO

A perfuração com o pressiómetro autoperfurador obriga ao uso de equipamento de sondagem especificamente concebido para esse fim (Figura 7. 10). Como a injeção e o refluxo do fluido de circulação se fazem internamente, isso obriga a que, tanto as hastes de sondagens como a cabeça de injeção sejam duplas. Por outro lado, é preciso transmitir simultaneamente, e de forma independente, uma força estática, no sentido descendente, para vencer a resistência à penetração da ponta biselada e o atrito lateral da célula pressiométrica, e ainda uma força rotativa, para accionamento do *bit* desagregador.

Em consequência da especificidade dos equipamentos de sondagem requeridos para a realização dos ensaios, o *LNEC* estabeleceu um protocolo com a empresa Teixeira Duarte, para a aquisição desses equipamentos, pelo que, foi com base nessa parceria que foi realizada a campanha de ensaios referidos nesta dissertação.



Figura 7. 10 - Máquina de sondagens utilizada na realização dos ensaios *SBPT* (foto no *Site S1* - Universidade)

Na Figura 7. 11 apresenta-se uma ilustração da sequência de execução do processo de autoperfuração.

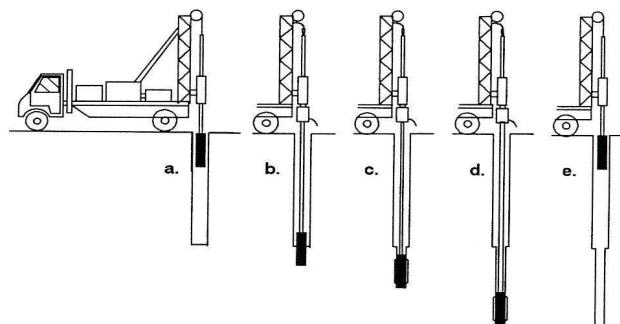


Figura 7. 11 - Sequência de execução do processo de autoperfuração (Clarke, 1992)

7.3.3 PROCEDIMENTOS DE CALIBRAÇÃO

Para uma correcta interpretação dos ensaios com o autoperfurador é necessário fazer um conjunto de calibrações, de modo a que, dos valores medidos durante o ensaio se possam separar as efectivas contribuições do solo. O diagrama da Figura 7. 12 esquematiza o modo como os dados recebidos pelos transdutores (voltagens) são convertidos em unidades de tensão ou de deslocamento, devidamente corrigidos da *compliance* do sistema.

São quatro as calibrações necessárias para avaliar e corrigir os erros do sistema:

- Calibração dos sensores de medição – consiste, essencialmente, no estabelecimento dos factores de conversão entre as unidades eléctricas e as unidades mecânicas;

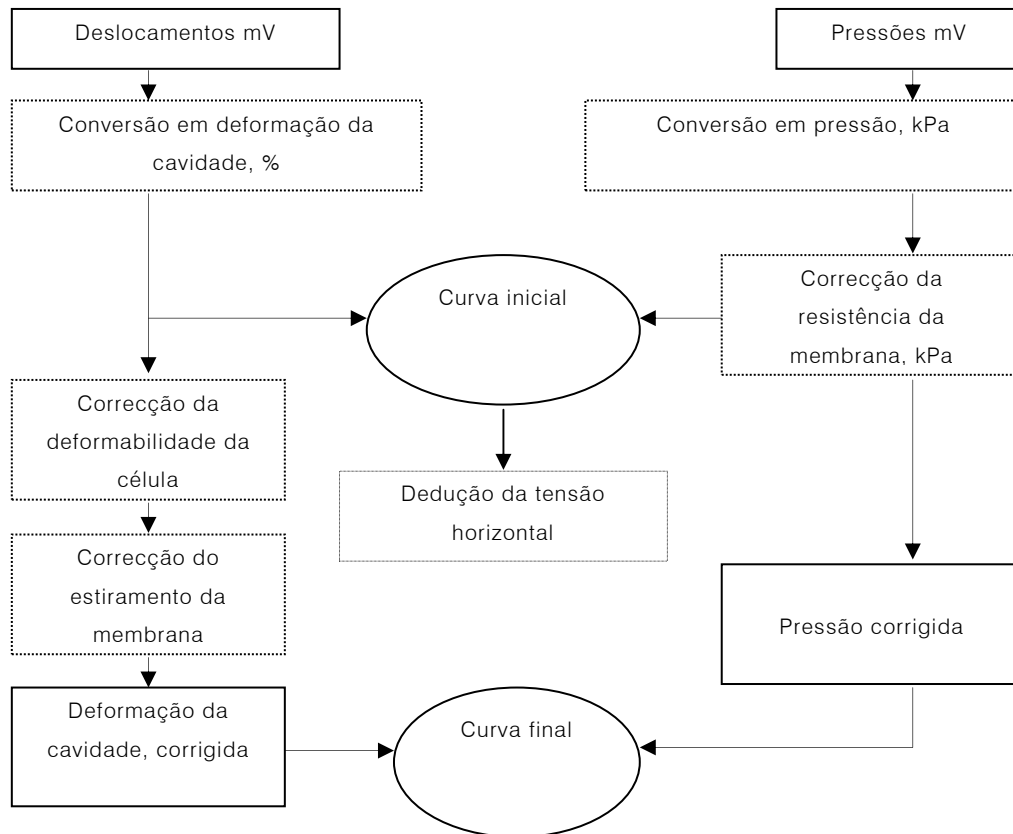


Figura 7. 12 - Fluxograma da aquisição e do tratamento dos dados do ensaio SBPT

- Determinação do efeito da membrana às pressões aplicadas – para conhecer a pressão aplicada ao solo é necessário descontar a contribuição da membrana nas pressões lidas no ensaio; a calibração da membrana passa pela determinação do seu *lift-off* (pressão a partir da qual se começam a registar deformações radiais) e, pela determinação da respectiva relação pressão-deformação.

Normalmente o ajuste linear, traduzido pela expressão 7.1, é satisfatório.

$$\psi = m u_r + p_0 \quad (7. 1)$$

onde:

ψ é a pressão aplicada;

u_r é o deslocamento radial induzido;

m é a taxa de variação da pressão por unidade de deslocamento;

p_0 é a pressão inicial absorvida pela membrana (*lift-off* da membrana).

As constantes p_0 e m têm valores, respectivamente, da ordem de 20 kPa e 7 kPa/mm, para as membranas da configuração normal (membranas de adiprene), enquanto que, para as membranas da configuração de solos rijos (membranas de borracha), têm valores da ordem de 45 kPa e 10kPa/mm, respectivamente (Marques, 1997). Para a expansão máxima permitida no ensaio (cerca de 10%) atingem-se pressões da ordem de 50 kPa, nas membranas da configuração normal, e de cerca de 90 kPa, nas membranas da configuração de solos rijos. Evidentemente o efeito da membrana nas pressões medidas vai perdendo significado à medida que aumenta a consistência do solo. Assim, tem particular importância nos solos moles e torna-se pouco significativa nos solos rijos, onde se atingem pressões superiores a 4 MPa. Deve ser, no entanto, sempre avaliada.

- Determinação da deformabilidade da célula pressiométrica – esta correcção é, por vezes, associada à redução de volume da membrana por compressão diferencial (Clark, 1989); no entanto, a redução de volume da membrana por si só, não justifica a toda deformação registada nesta calibração (Marques, 1997); existem vários efeitos, que se traduzem em pequenos movimentos da célula pressiométrica, e que podem influenciar os resultados dos ensaios, particularmente, em solos rijos (com módulos de distorção superiores a 200 MPa); esta calibração realiza-se insuflando, até pressões elevadas, a célula pressiométrica no interior de um cilindro de aço suficientemente rígido. Determina-se, deste modo, um “módulo” de extensão da célula, expresso em mm/GPa;
- Determinação do estiramento da membrana (diminuição da espessura da membrana com a extensão) – não se trata de uma calibração experimental, trata-se sim de uma correcção através de uma relação matemática que relaciona a espessura da membrana com o seu perímetro, incorporada no programa de tratamento de dados; efectivamente, para que a secção transversal (ou o volume) da membrana se mantenha constante, necessariamente, a sua espessura terá variar quando o perímetro varia; a espessura diminui quando se dá expansão da membrana, e vice-versa.

7.3.4 ASPECTOS RELACIONADOS COM A SELECÇÃO DOS LOCAIS DE ENSAIO

Os locais de ensaio devem ser escolhidos tendo em consideração as necessidades do projecto (de obra ou de investigação) e as condições de exequibilidade dos mesmos.

Os ensaios com autoperfurador devem realizar-se sempre em locais com o perfil litoestratigráfico bem conhecido, de preferência perto de anteriores sondagens, onde o perfil litológico esteja descrito com suficiente detalhe. São inúmeras as vantagens de conhecer com detalhe os locais a ensaiar, entre as quais se salientam as seguintes:

- i. Conhecendo previamente a litologia a ensaiar, pode ajustar-se correctamente a configuração do aparelho; especialmente importante é a selecção do tipo e das dimensões das ferramentas de corte (bisel e *bit*); minimiza-se assim a perturbação do solo e a possibilidade de ocorrer sobreescavação, sempre penalizadoras da qualidade do ensaio; diminui-se, igualmente, o risco do pressiómetro, com a configuração adoptada, não conseguir perfurar a formação;
- ii. Pode escolher-se, prévia e criteriosamente, no perfil vertical, os locais de ensaio; em maciços estratificados, diminui-se a possibilidade do ensaio ficar localizado na fronteira entre estratos de comportamento mecânico contrastante; evita-se que o ensaio se localize em níveis de blocos, de lenticulas endurecidas ou em outros níveis problemáticos, o que, para além de dificultar a execução, pode causar danos no aparelho;
- iii. O conhecimento rigoroso da geometria das camadas permite seleccionar antecipadamente os troços de autoperfuração e os troços em que pode ser usado outro tipo de perfuração, mais rápida ou mais segura, garantindo sempre uma extensão entre 1 m e 1,5 m de autoperfuração antes do local de ensaio;
- iv. É economicamente vantajoso; os ensaios com autoperfurador, pela sua complexidade, são necessariamente ensaios caros quando comparados com o custo de uma sondagem convencional de caracterização prévia; uma caracterização prévia rigorosa aumenta a percentagem de ensaios com sucesso; finalmente, reduz-se drasticamente a possibilidade de encravamento da célula, ou outros danos, de óbvias consequências económicas negativas.

7.4. INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS COM PRESSIÓMETRO AUTOPERFURADOR

O ensaio *SBPT* é, possivelmente, o melhor método para determinar directamente os parâmetros mecânicos do solo *in situ*, uma vez que possibilita a aplicação de tensões partindo de um estado de tensão inicial próximo do existente no maciço.

Ao contrário do que acontece nos ensaios *PBPT*, em que a interpretação é semi-empírica, na interpretação dos ensaios *SBPT* é possível usar as teorias da expansão de cavidades cilíndricas, desde que se garanta que, durante a perfuração, praticamente não se altera o estado de tensão *in situ*. A interpretação dos ensaios *SBPT* pressupõe a consideração da cavidade cilíndrica como infinitamente longa e expandindo radialmente a partir do estado de tensão *in situ*.

Como é evidente, são várias as discrepâncias entre as condições teóricas e as condições práticas em que o ensaio se realiza. Embora, o autoperfurador, teoricamente, não cause perturbação no maciço, qualquer processo de instalação, por mais cuidadoso que seja, tende sempre a alterar as propriedades do solo envolvente do furo. Também, por questões práticas, o comprimento da membrana não é infinito. Contudo, é geralmente aceite que, se o comprimento total da secção expansível for, pelo menos, seis vezes o seu diâmetro e as medições das deformações forem feitas no terço central, o efeito do constrangimento à deformação imposto nas extremidades da célula é negligenciável. Outro aspecto, teoricamente importante, é que as dimensões da cavidade são medidas dentro da membrana. Na prática, admite-se que, fazendo as calibrações e as correcções anteriormente referidas, o erro de leitura fica suficientemente reduzido.

É irrealista pensar que o pressiómetro fornece sempre parâmetros do maciço não perturbado. No entanto, se forem seguidos procedimentos de instalação cuidadosos, nenhum outro ensaio de avaliação directa fica tão perto do estado indeformado. O grau de perturbação causado varia com a técnica de perfuração e com as características do maciço.

Existem várias teorias para a interpretação da expansão das cavidades, algumas das quais têm em conta as alterações registadas durante o processo de perfuração. Na prática, apenas um número muito limitado de teorias é usado na obtenção dos parâmetros geomecânicos dos solos. Os parâmetros fundamentais do solo, que se podem obter

através da aplicação das teorias da expansão radial de uma cavidade cilíndrica aos resultados obtidos durante os ensaios, são os seguintes:

o Argilas

Tensão total horizontal *in situ* (σ_{ho});

Resistência ao corte não drenada (c_u);

Módulo de distorção (G);

Coeficiente de consolidação horizontal (c_h);

Pressão limite (p_l).

o Areias

Tensão total horizontal *in situ* (σ_{ho});

Ângulo de atrito interno em deformação plana (ϕ');

Módulos de distorção (G);

Ângulo de dilatação (ψ).

Os parâmetros geomecânicos do solo não se obtêm por medição directa, mas sim por ajuste das curvas experimentalmente obtidas aos princípios da mecânica de solos. Assim, a cada tipo de ensaio (a cada tipo de material ensaiado) associa-se um modelo geomecânico. Em ensaios rápidos, às argilas associa-se um comportamento não drenado, enquanto que às areias se atribui um comportamento drenado.

7.4.1. TEORIA DA EXPANSÃO RADIAL DE UMA CAVIDADE CILÍNDRICA

A análise da expansão de uma cavidade cilíndrica, de comprimento infinito, tem por base as equações de equilíbrio e de compatibilidade e os modelos constitutivos de tensão-deformação adoptados. Existem muitas propostas de modelos de comportamento para os solos e várias pesquisas sobre a sua aplicação aos ensaios pressiométricos. No entanto, na prática, não são usados modelos cuja sofisticação é incompatível com as incertezas e as hipóteses assumidas na execução do ensaio.

Na Figura 7. 13 apresenta-se a geometria do problema da expansão de uma cavidade cilíndrica, no qual se assume como tensões principais as tensões vertical e horizontal, e que as deformações exclusivamente radiais. Como tal, o estado de deformação associado à expansão de uma cavidade, é um estado de deformação plano, sendo o problema equacionado apenas com a análise do plano perpendicular ao eixo vertical.

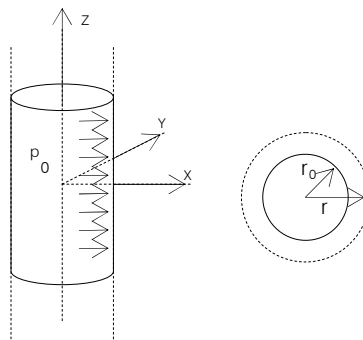


Figura 7. 13 - Geometria da expansão de uma cavidade cilíndrica

Como se referiu, existem várias teorias para a interpretação dos ensaios *SBPT*. No entanto, apenas duas são correntemente usadas: a teoria de Gibson e Anderson (1961) e a de Palmer (1972)/Landanyi (1972).

A teoria de Gibson e Anderson (1961) admite, para a análise do ensaio não drenado, a incompressibilidade do solo e um comportamento linear elástico e de plasticidade perfeita, caracterizado por um módulo de distorção e por uma resistência ao corte não drenado. Para materiais puramente friccionais (ensaio drenado) admite um comportamento elástico até à cedência plástica de acordo com o critério Mohr-Coulomb e não considera a possibilidade de comportamento dilatante dos solos.

Palmer (1972) e Landanyi(1972) ajustaram a teoria de Gibson e Anderson de modo a levantar a restrição do comportamento ser linear elástico e perfeitamente plástico no ensaio não drenado. Propõem uma metodologia para a obtenção de uma curva de tensões de corte não drenado que considera toda a gama de deformações induzidas no solo. Com as modificações introduzidas por Hughes *et al.* (1977) (cit. *in* Marques, 1997), a análise dos ensaios drenados passou a ter em consideração as variações volumétricas do solo, de modo a permitir a determinação dos ângulos de atrito e de dilatância.

7.4.2. TENSÃO HORIZONTAL *IN SITU*

Só os ensaios *SBPT* permitem a avaliação directa da tensão horizontal *in situ*. A determinação desta tensão faz-se pesquisando o ponto de *lift-off*, ou seja, o momento em que a pressão interna, corrigida da *compliance* do aparelho, iguala a tensão externa exercida pelo solo na membrana. A partir desse ponto inicia-se a expansão radial da

membrana conjuntamente com o solo. O ponto de *lift-off* é identificado por uma quebra no andamento da curva deformação-pressão na fase inicial do ensaio (Figura 7. 14). São frequentemente analisadas as curvas obtidas com os seis sensores separadamente, já que a sobreposição das diferentes *compliances* de cada braço sensor na curva média podem dificultar a identificação desse ponto.

À medida que a rigidez do solo aumenta, aumenta a dificuldade de determinar a tensão horizontal em repouso, já que as deformações devidas à *compliance* do aparelho tendem a ser semelhantes às deformações iniciais do solo.

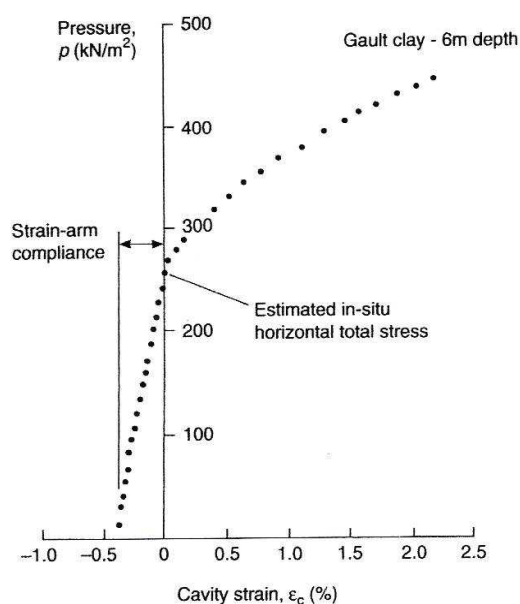


Figura 7. 14 - Ilustração do método de *lift-off* para a determinação da tensão horizontal *in situ* (adaptado de Dalton and Hawkins, 1982)

A relação entre a pressão de *lift-off*, p_o , e a tensão horizontal *in situ*, σ'_{ho} , depende de vários factores, entre os quais a qualidade da furação. Supostamente, a inserção do pressiómetro no solo ocorre sem alteração do estado de tensão e do teor em água. No entanto, a verificação da ocorrência de perturbações causadas pela inserção do aparelho tem levado à procura de métodos para "recuperar" a tensão horizontal *in situ*.

Vários métodos têm sido propostos para a avaliação da tensão horizontal *in situ*, geralmente baseados na relação 7.2, de Marsland e Randolph (1977), estabelecida para analisar ensaios com o pressiómetro Ménard, em argilas rijas, considerando um comportamento linear elástico perfeitamente plástico. Assim, para o ensaio SBPT, Hawkins

et al. (1990) propõem uma solução equivalente, expressão 7.3, mas válida para modelos elastoplásticos.

$$P_f = \sigma_{h0} + S_u \quad (7.2)$$

$$\sigma_{rc} = \sigma_{h0} + \tau_c \quad (7.3)$$

onde,

P_f é a tensão de ruptura aplicada pelo pressiómetro Ménard,

σ_{h0} é a tensão horizontal *in situ*,

S_u é a resistência ao corte não drenado,

σ_{rc} é a tensão radial de cedência,

τ_c é a tensão de corte na cedência

Em argilas, o valor de τ_c pode ser determinado recorrendo à equação de Palmer (que será apresentada mais adiante) e, em areias (desde que com comportamento pouco dilatante), recorrendo à expressão 7.4 (Newman, 1991).

$$\tau_c = \sigma_{h0} \tan \phi' \quad (7.4)$$

O método da inspecção separada do registo de cada transdutor, quando usado em conjunto com as regras bem conhecidas da mecânica dos solos, é, provavelmente, o melhor método de avaliação da tensão horizontal *in situ* (Clarke, 1992). Por exemplo, uma verificação a efectuar deverá ser garantir que o valor de $(\sigma_h - \sigma_v)$ estimado seja sempre inferior à resistência à compressão do solo, para constituir um estado de tensão possível.

A forma da curva de carregamento inicial de cada transdutor é, frequentemente, semelhante em ensaios distintos, pelo que, analisando os vários ensaios em conjunto é possível estabelecer a “assinatura” de cada transdutor, a qual reflecte a *compliance* do sistema. Esta “assinatura” pode ser usada para ajudar na determinação da tensão horizontal *in situ*, especialmente, em ensaios onde ocorre variação da tensão horizontal devido ao processo de instalação (Clarke, 1992).

Os deslocamentos nas argilas provocados pela instalação são pequenos e podem ser desprezados quando se interpreta o ensaio em termos de resistência e de rigidez, o que já não é necessariamente verdadeiro para o caso das areias, onde as deformações devidas à instalação podem exceder 0,5%, com a consequente e significativa redução da tensão

horizontal (Clarke, 1992). Newman (1991) considera que ensaios em areias com menos de 0,2% de deformação (sobreescação) são ensaios de boa qualidade.

7.4.3. MÓDULOS DE DISTORÇÃO

O ensaio *SBPT* é um meio privilegiado de avaliação da rigidez dos solos, mesmo quando se comparam os módulos de distorção obtidos neste ensaio com os módulos obtidos em laboratório em amostras de boa qualidade e recorrendo a medições locais de deformações.

A rigidez, avaliada através do *módulo de distorção*, G , nas condições de aplicação da *Lei de Hooke generalizada*, é dada pela equação 7.5. Nos solos, o comportamento é, em geral, não linear elástico, pelo que o módulo de distorção depende do valor da distorção induzido. No ensaio *SBPT* é habitual avaliar o módulo de distorção no ramo inicial da curva, bem nos ciclos de descarga-recarga.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (7.5)$$

onde,

G é o módulo de distorção,

E é o módulo de Young,

ν é o coeficiente de Poisson.

Em teoria, o declive do troço inicial da curva p versus ε_c permite determinar o módulo de distorção inicial, G_i . No entanto, a perturbação causada no solo circundante ao pressiómetro durante a instalação, faz com que o módulo inicial, assim medido, reflecta as propriedades desse solo, não as do solo imperturbado, especialmente em areias, onde, geralmente, as perturbações são mais significativas. Na prática, durante o ensaio executam-se alguns ciclos de descarga-recarga, a partir dos quais o módulo de distorção pode ser mais correctamente determinado.

Considerando que o solo apresenta comportamento elástico, como é de esperar de um material elástico perfeitamente plástico durante um ciclo relativamente curto de descarga-recarga, em função da expansão de uma cavidade, ε_c , entre r_0 e r , da pressão aplicada, p , o módulo de distorção pode ser avaliado, em geral, por :

$$G = \frac{1}{2} \left(\frac{r}{r_0} \right) \left(\frac{dp}{d\epsilon_c} \right) \quad (7.6)$$

quando o ciclo de descarga-recarga é feito num intervalo de deformação da cavidade relativamente pequeno, $r \approx r_0$, e no domínio das pequenas deformações, pode considerar-se a expressão 7.7 (simplificação que não pode ser feita para grandes deformações).

$$G = \frac{1}{2} \left(\frac{dp}{d\epsilon_c} \right) \quad (7.7)$$

A amplitude do ciclo de descarga-recarga condiciona o valor do módulo obtido. Efectivamente, trata-se de um módulo secante, pelo que a extensão do ciclo deve ser limitada, de modo a reduzir a contribuição plástica. Segundo Wroth (1982) o limite máximo de variação de pressão durante o ciclo de descarga-recarga é dado pela expressão 7.8, para argilas, e 7.9, para areias.

$$\Delta p_{\max} = 2c_u \quad (7.8) \quad \Delta p_{\max} = \frac{2 \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} p' \quad (7.9)$$

Como acontece na generalidade dos ensaios, também nos ensaios pressiométricos o valor do módulo de distorção obtido é influenciado pela velocidade de ensaio. Windle e Wroth (1977) recomendam uma velocidade padrão de 1%/min.

O valor do módulo de distorção depende também do nível de tensão a que é determinado, particularmente em materiais onde as parcelas da rigidez advêm da estruturação ou da cimentação, associadas a processos de meteorização, de diagénese ou de sobreconsolidação. Estes materiais tendem a diminuir a sua rigidez à medida que os níveis distorcionais aumentam.

O módulo determinado do *SBPT* é determinado impondo deformações e aplicando carregamentos na direcção horizontal. Todavia, muitos cálculos de dimensionamento envolvem carregamentos verticais, pelo que se devem determinar as características anisotrópicas dos parâmetros de elasticidade, e usar-se módulos “verticais”, a menos que o solo seja isotrópico. No entanto, Lee e Rowe (1989) (cit *in* Clarke, 1992) demonstraram que é possível usar o módulo obtido do *SBPT* para o cálculo dos deslocamentos verticais, através das teorias básicas de elasticidade. Na Figura 7.15 comparam-se os módulos de

distorção obtidos com base em ensaios pressiométricos com os obtidos em ensaios triaxiais e através de retroanálises do comportamento de estruturas sob a acção de carregamentos verticais e horizontais.

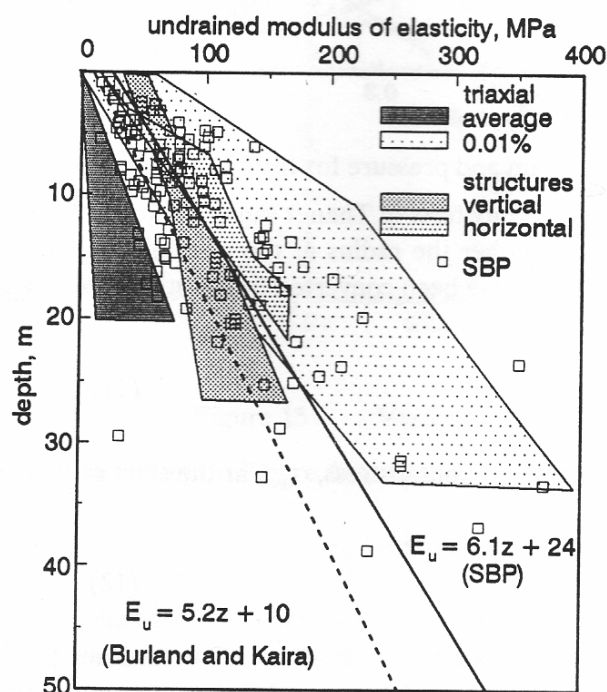


Figura 7. 15 - Comparação entre módulos de elasticidade obtidos de ensaios triaxiais e de SBP e observações de retroanálise (Clarke, 1992)

Muir Wood (1990) e Jardine (1992) sugerem que o módulo de distorção obtido em ciclos de descarga-recarga de ensaios *SBPT* (G_p) de argilas, pode ser convertido no módulo de distorção correspondentes aos ensaios triaxiais, G_s , através da seguinte expressão:

$$G_s = G_p + \varepsilon_c \frac{dG_p}{d\varepsilon_c} \quad (7. 10)$$

A Figura 7. 16 apresenta os resultados de ensaios executados em dois locais na formação Argilas de Londres. A deformação da cavidade foi convertida em distorção e na determinação do módulo de distorção foi usado a proposta de Jardine. Os módulos de deformabilidade determinados por ensaios pressiométricos tendem a ser muito maiores que os obtidos em ensaios triaxiais (sem instrumentação local) sobre amostras indeformadas, entre 1 a 3 vezes, para argilas moles, e 4 a 10 vezes, para argilas rijas (Ghionna *et al.*, 1989).

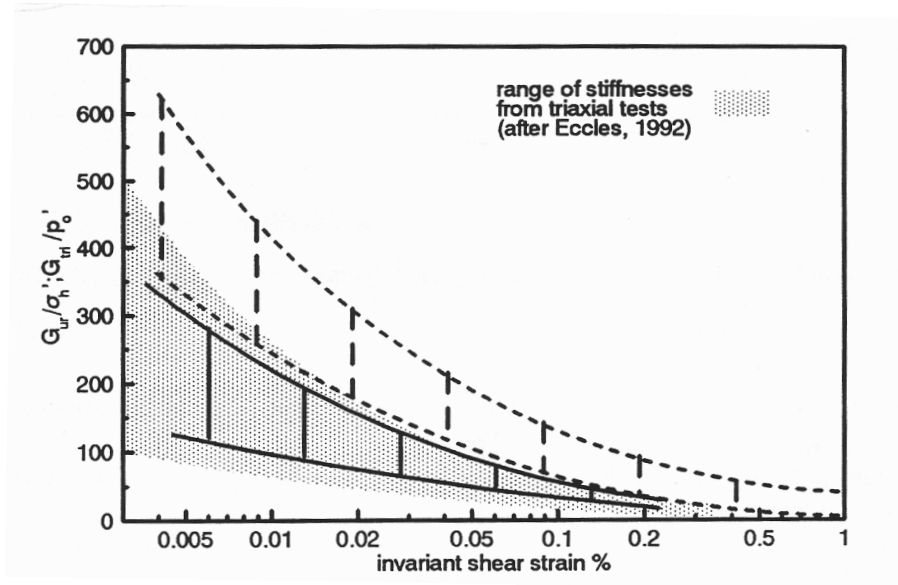


Figura 7. 16 - Variação da “rigidez material” com a “deformação de corte”

7.4.4. PARÂMETROS DA RESISTÊNCIA AO CORTE

Resistência ao corte não drenado

Podem ser usados dois métodos na determinação da resistência ao corte de argilas a partir dos ensaios pressiométricos - um tendo por base a análise de Gibson e Anderson (1961) e o outro sendo baseado na análise de Palmer (1972).

A teoria de Gibson e Anderson (1961) admite que o solo segue um comportamento elástico perfeitamente plástico. Para a interpretação de ensaios *PBPT*, Gibson e Anderson (1961) estabeleceram a seguinte expressão:

$$p = p_0 + c_u + c_u \ln \left[\frac{\Delta V}{V} - \left(1 - \frac{\Delta V}{V} \right) \frac{p_0}{G} \right] \quad (7. 11)$$

Que, para ensaios de pressiómetro auto perfurador, onde as variações de volume se iniciam em p_0 , toma a forma:

$$p = p_0 + c_u \left[1 + \ln \left(\frac{G}{c_u} \right) + \ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right) \right] \quad (7. 12)$$

Define-se *pressão limite*, p_L , como o valor de pressão aplicada para uma expansão infinita da cavidade cilíndrica. Na prática, convencionou-se (Ménard, 1957 in Clayton et al., 1995) ser a pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade, ou seja quando,

$$\frac{\Delta V}{V} = 1 \quad (7.13)$$

atendendo à definição de pressão limite, vem então:

$$p_L = p_0 + c_u \left[1 + \ln \left(\frac{G}{c_u} \right) \right] \quad (7.14)$$

substituindo em 7.12 vem,

$$p = p_L + c_u \ln \frac{\Delta V}{V} \quad (7.15)$$

Expressão que pode ser usada para determinar c_u apenas se a pressão limite for conhecida. Como nos ensaios SBPT a expansão é muito limitada ($\epsilon_{\max} \approx 10\%$; $(\Delta V/V) < 1$), torna-se necessário extrapolar consideravelmente os resultados para obter p_L (ver Figura 7.17).

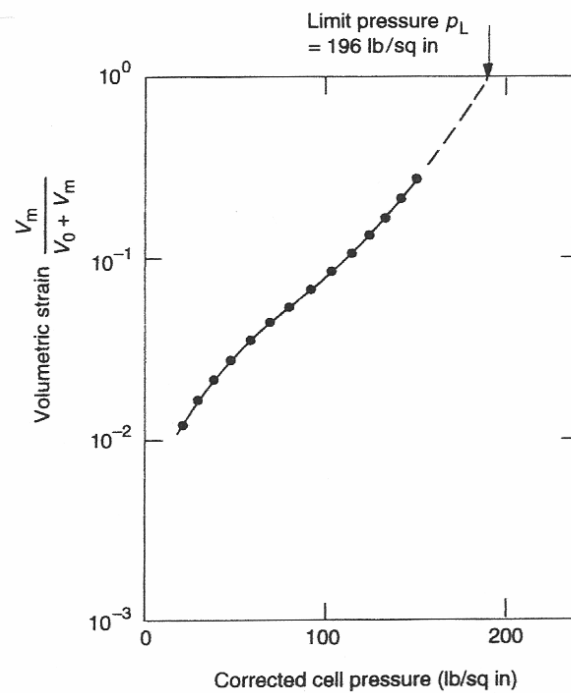


Figura 7.17 - Método de extrapolação da pressão limite (Gibson e Anderson, 1961)

Landanyi (1973) e Palmer (1972) desenvolveram análises que permitem traçar, com precisão, toda a trajetória da curva tensão-deformação de corte, independentemente de se considerar, ou não, o material elástico perfeitamente plástico (Figura 7. 18). Nesta análise, a tensão de corte é uma função da curva pressão-deformação obtida no ensaio *SBPT* e, em cada ponto, é dada por:

$$\tau_u = \frac{dp}{d \ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right)} \quad (7. 16)$$

Onde, $\frac{\Delta V}{V}$ é a deformação volumétrica corrente da cavidade, relacionada com a extensão radial medida, pela expressão:

$$\frac{\Delta V}{V} = 1 - (1 + \varepsilon)^{-2} \quad (7. 17)$$

As variações do declive dependem bastante das flutuações produzidas pelo sistema de aquisição, pelo que a resistência ao corte não drenado de pico, obtida por este método, tende a ser maior que a resistência obtida pelo método de Gibson and Anderson, onde este parâmetro aparece constante, em resultado da hipótese do solo ser perfeitamente plástico após a cedência (Figura 7. 18), razão pela qual vários autores (e.g. Mair e Wood, 1987) não recomendam o uso da análise de Palmer/Ladanyi. Em argilas, a resistência é normalmente determinada pela equação de Gibson and Anderson, que, na prática, se traduz pela determinação do declive de uma recta ajustada ao gráfico pressões totais *versus* logaritmo das deformações volumétricas correntes, após a cedência.

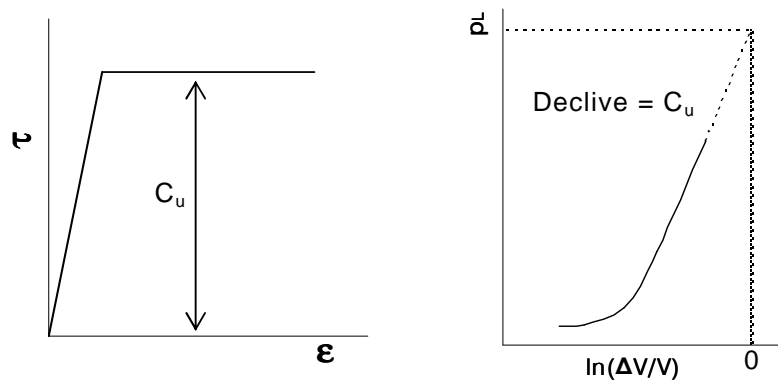


Figura 7. 18 - Determinação de c_u e p_L , segundo a análise de Gibson e Anderson (1961)

As resistências ao corte não drenado obtidas por ensaios *SBPT* são, geralmente, maiores que as obtidas em ensaios triaxiais convencionais. No entanto, em argilas duras os resultados são semelhantes, conforme se pode ver pela Figura 7. 19 (Clarke, 1992).

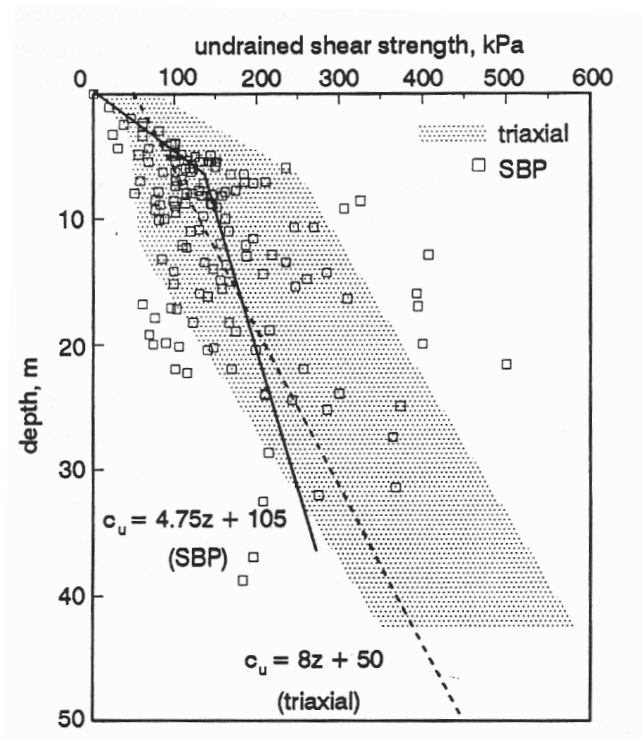


Figura 7. 19 - Valores de c_u obtidos por ensaios com SBPT e em ensaios triaxiais (Clarke, 1992)

Obtido o Valor da coesão não drenada, pode também determinar-se o índice de rigidez, IR , através da relação,

$$IR = \frac{G}{c_u} \quad (7. 18)$$

Ângulo de atrito

Para solos granulares, a interpretação do ensaio *SBPT* faz-se atendendo à Teoria da Dilatância de Rowe (1962), sendo o comportamento das areias, na situação drenada, dependente da componente atrítica, definida pelo ângulo de atrito no estado crítico, ϕ'_{cv} , e do estado de compacidade, relacionado com o ângulo de dilatância, ψ .

Com base nesses pressupostos e, considerando que o solo exibe um comportamento elástico perfeitamente plástico, Hughes *et al.* (1977) demonstraram que, no domínio das pequenas deformações:

$$\frac{d \ln(p - u_0)}{d \ln \varepsilon} = \frac{2 \operatorname{sen} \phi'}{(1 + \operatorname{sen} \phi') + K(1 - \operatorname{sen} \phi')} \quad (7.19)$$

com:

$$K = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'_{cv}}{1 - \operatorname{sen} \phi'_{cv}} \quad (7.20)$$

onde,

u_0 é a pressão intersticial in situ,

ϕ' é o ângulo de atrito,

ϕ'_{cv} é o ângulo de atrito no estado crítico.

O ângulo de atrito no estado crítico, ϕ'_{cv} , pode ser determinado experimentalmente através de outros ensaios de corte. Correntemente, não se determina ϕ'_{cv} , partindo do ensaio *SBPT*, já que o processo é muito elaborado (eg. Sousa Coutinho, 1990) tendo em conta a sua baixa influência no resultado final. Geralmente, usam-se valores entre 32° e 36°.

A análise de Hughes *et al.* (1977), permite também obter o ângulo de dilatação da areia, ψ , através da expressão:

$$\operatorname{sen} \psi = \frac{2Ks - (K - 1)}{K + 1} \quad (7.21)$$

onde s é o declive da recta ajustada do gráfico $\ln(p - u_0)$ vs $\ln \varepsilon$.

Existem outras propostas que admitem comportamento não linear (eg. Manassero, 1989; Sousa Coutinho, 1990). No entanto, essas soluções são mais complexas e mais sensíveis aos valores seleccionados. Acresce que a análise de Hughes *et al.* (1977) tem-se mostrado particularmente adequada para areias densas (Marques, 1997). Para areias pouco densas, os valores de ângulo de atrito obtidos são relativamente baixos, consequência da limitada expansão do pressiómetro (Robertson e Hughes, 1985).

7.5. APLICAÇÃO DOS ENSAIOS COM *CSBP* NA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE MATERIAIS CRETÁICOS DA FORMAÇÃO “*ARGILAS DE AVEIRO-ÍLHAVO-VAGOS*”

A interpretação dos ensaios realizados teve por base as metodologias usuais, anteriormente apresentadas, e os respectivos modelos de comportamento do solo. De um modo geral, optou-se pelas análises que consideram um comportamento não drenado, visto se tratarem de materiais argilosos, de muito baixa permeabilidade, ensaiados no estado saturado, ou muito próximo da saturação, a taxas de deformação relativamente altas (cerca de 1%/min.).

No início, os parâmetros geomecânicos foram derivados “manualmente” através de folhas de cálculo elaboradas pelo autor. Posteriormente, a aquisição pelo *LNEC* de um novo *software* de interpretação permitiu uma revisão e a confirmação dos parâmetros obtidos através do programa *Winsitu*, fornecido pela *Cambridge Insitu, Lda*. Por questões práticas, foram, de um modo geral, os *outputs* desse programa os usados para ilustrar a interpretação dos diferentes ensaios realizados.

7.5.1 SITE *S1* (UNIVERSIDADE).

No local a formação das *AAIV* apresenta-se bastante endurecida. Como referido, dos quatro locais estudados é aquele onde os estratos rochosos têm maior expressão. Para além das argilas siltosas e dos siltes inorgânicos sobreconsolidados e muito compactos, aparecem níveis de arenitos, de margas e de calcários dolomíticos.

Neste local executaram-se três ensaios *CSBP* centrados nos três principais níveis litológicos: argilas, argilas siltosas e margas e calcários dolomíticos, às profundidades de 4,35 m, 6,86 m e 9,05 m, respectivamente (ver Figura 7. 20).

Prof. (m)	Simbologia	Amostras Indef.	Ensaio CSBPT	Descrição	Classif. Unificada			
0.2				Areia grossa a média com seixo, amarelada.	SW-SM			
0.4								
0.6								
0.8								
1.0								
1.2								
1.4								
1.6								
1.8								
2.0								
2.2								
2.4								
2.6								
2.8								
3.0				Cascalheira grosseira amarelada				
3.2								
3.4								
3.6								
3.8		1/S1	B1T1	Argila avermelhada (topo) e argila amarelo-acinzentado	CL e ML			
4.0								
4.2								
4.4								
4.6				Siltito/Arenito compacto com minerais esverdeados				
4.8								
5.0								
5.2								
5.4		2/S1						
5.6								
5.8		3/S1		Argila de tom verde azulado				
6.0								
6.2		4/S1	B2T2	Argila siltosa consolidada de cor castanho-esverdeado				
6.4								
6.6		5/S1		Siltito amarelado				
6.8								
7.0		6/S1		Argilas consolidadas esverdeadas e acinzentadas				
7.2								
7.4		7/S1	B3T3	Margas e calcários dolomíticos de cor cinza-esverdeado				
7.6								
7.8		8/S1						
8.0								
8.2		9/S1						
8.4								
8.6								
8.8								
9.0								
9.2								
9.4								
9.6								
9.8								
10.0								
10.2								
10.4								
10.6								

Figura 7. 20 - Posicionamento dos ensaios pressiométricos do local S1

O *SBP* na configuração de rochas brandas (a configuração usada nos ensaios realizados) usa um *bit* de dimensão muito próxima do diâmetro externo do pressiómetro, o que pode causar perturbação do furo e a consequente necessidade de correcção da origem nos resultados dos ensaios, perturbação que é mais visível nas camadas menos plásticas.

Na figura Figura 7. 21, apresentam-se as curvas dos deslocamentos radiais em função das pressões totais aplicadas. A origem dos ensaios foi ajustada para os valores estimados com base na *melhor estimativa*, valores de origem utilizados na modelação numérica dos ensaios pelo método de Bolton e Whittle (1999).

Apesar da elevada rigidez das camadas mais profundas, foi sempre possível ultrapassar a tensão de cedência. No entanto, no ensaio *B2T2* não foi possível obter a curva de descarga final (Figura 7. 21), tendo sido o ensaio interrompido aos 6,6 MPa, devido aos sinais de extrusão da extremidade da membrana.

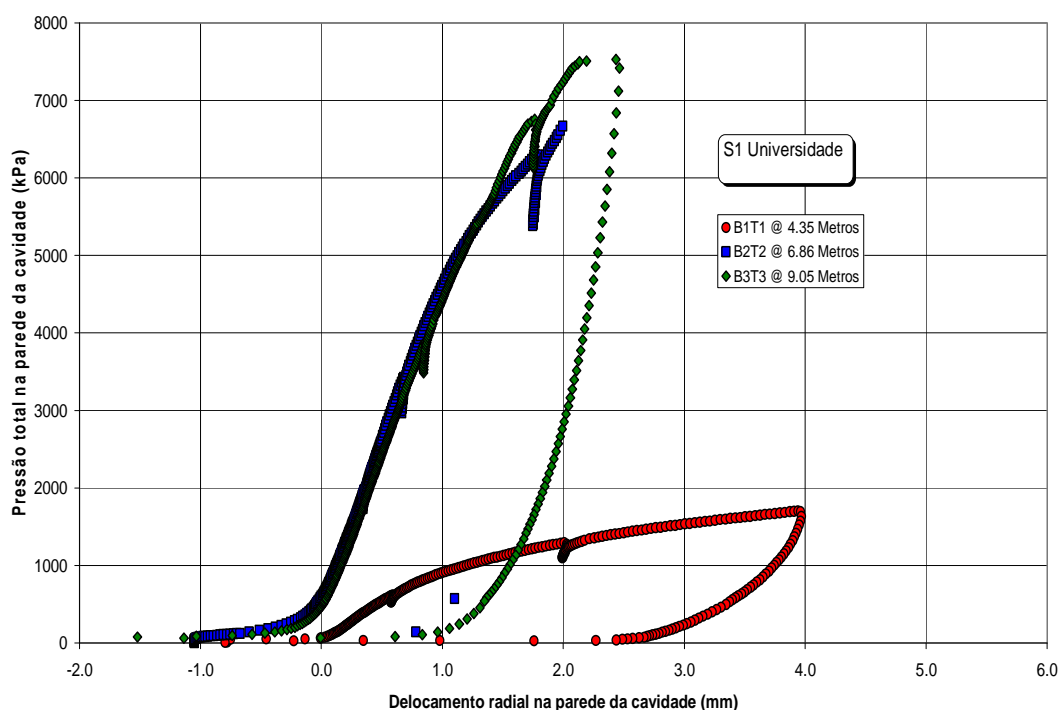


Figura 7. 21 - Curva pressão versus deslocamento radial da cavidade (ensaio *B1T1* local *S1-Universidade*)

É notória as diferenças de deformabilidade registadas no primeiro ensaio (profundidade de 4,35 m) e nos outros dois, mais profundos (6,86 m e 9,05 m de profundidade). No primeiro, a pressão máxima aplicada não atingiu 2 MPa para uma deformação máxima de

4%, enquanto nos outros dois, para uma deformação na ordem de 2,5% foi necessária uma pressão de 7,5 MPa.

7.5.1.1 TENSÕES HORIZONTAIS EM REPOUSO

Teoricamente os ensaios *SBP* permitem a avaliação directa da tensão horizontal *in situ*. No entanto, na prática, a determinação desta tensão faz-se pesquisando o ponto de *lift-off*, ou seja, o valor da pressão correspondente ao momento em que a pressão interna, corrigida da *compliance* do aparelho, iguala a tensão externa exercida pelo solo na membrana, p_o . Como já referido, a relação entre a pressão p_o e a tensão horizontal *in situ*, σ_{ho} , depende de vários factores, entre os quais a qualidade da furação. No caso de materiais de elevada rigidez, como os que são aqui tratados, este é o aspecto mais condicionante. Efectivamente, neste tipo de materiais, para que a inserção do pressiómetro no solo seja possível é necessário que o diâmetro do *bit* desagregador seja muito próximo do diâmetro final do furo, o que, geralmente, se traduz numa ligeira sobrecavação do solo. Por outro lado, ao contrário do que acontece nas argilas brandas, não se dá facilmente a cedência do material envolvente ao pressiómetro, cedência esta que, quando ocorre, tende a minimizar, ou pelo menos camuflar, alguma sobreescavação ocorrida no processo de instalação. Por esses motivos, os ensaios aparecem, geralmente, com uma maior sobreescavação e torna-se muito difícil a avaliação directa de p_o .

A Figura 7. 22 apresenta um exemplo da avaliação da pressão p_o através da pressão de *lift-off*, e a ilustra a mesma avaliação, recorrendo ao método de recuperação da pressão inicial, proposto por Marsland e Randolph (1977). Neste caso (ensaio *B1T1S1*) a pressão de “descolagem”, ou de *lift-off*, é fácil de identificar e conduziu a um valor muito próximo do obtido pelo método de Marsland e Randolph. No entanto, nem sempre a determinação da pressão p_o é tão fácil. Como se disse, a dificuldade tende a aumentar à medida que aumenta a rigidez do solo.

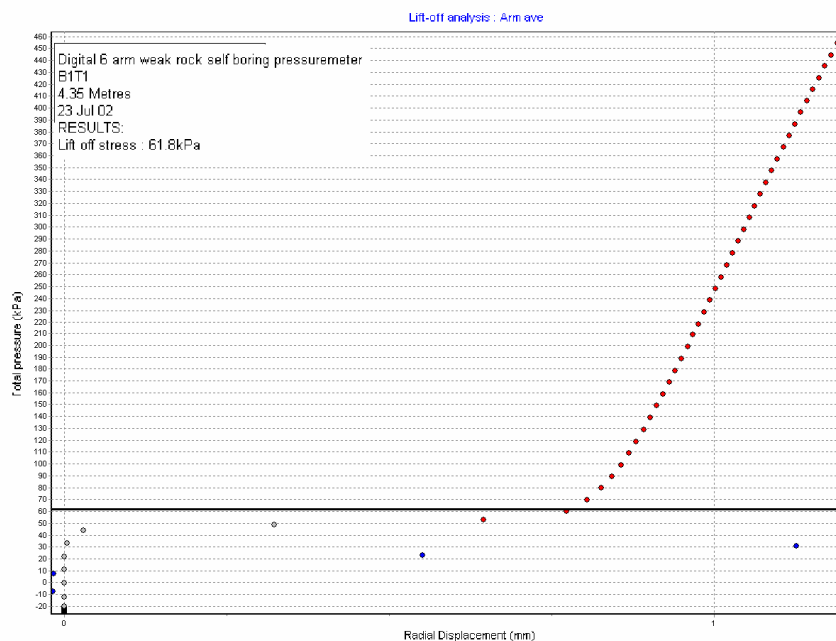


Figura 7. 22 – Determinação da pressão de “lift-off” (ensaio B1T1S1)

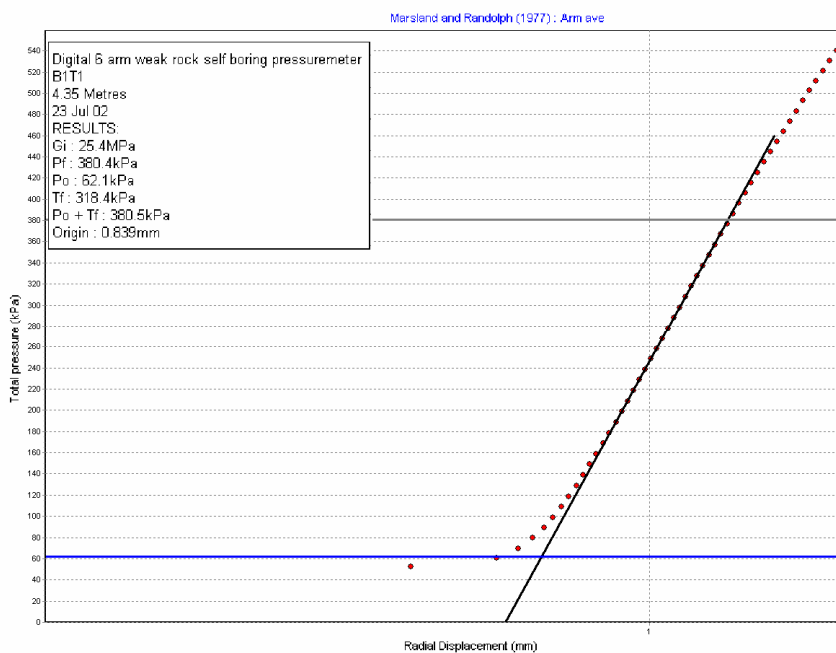


Figura 7. 23 – Avaliação de p_0 pelo método de Marsland e Randolph (ensaio B1T1S1)

Também foi seleccionado pelo analista um valor, aqui designado como melhor estimativa. Esta última estimativa foi utilizada na modelação numérica do ensaio pelo modelo de Bolton e Whittle (1999).

Apresentam-se na Figura 7. 24 as variações da tensão lateral *in situ* com a profundidade, obtidas através dos três métodos de análise, *Lift off*, *Marsland and Randolph* e *melhor estimativa*. Neste caso os resultados dos três métodos de análise conduziram a resultados praticamente iguais.

Na Figura 7. 25 mostra-se a evolução do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , com a profundidade, com base na qual se pode concluir que, no primeiro ensaio (profundidade de 4,35m), a tensão vertical efectiva em repouso é maior que a tensão horizontal efectiva ($K_0 < 1$), enquanto que, nos segundo e terceiro ensaios (profundidades de 6,86 e 9,05m) as tensões horizontais efectivas são maiores que as tensões verticais efectivas ($K_0 > 1$).

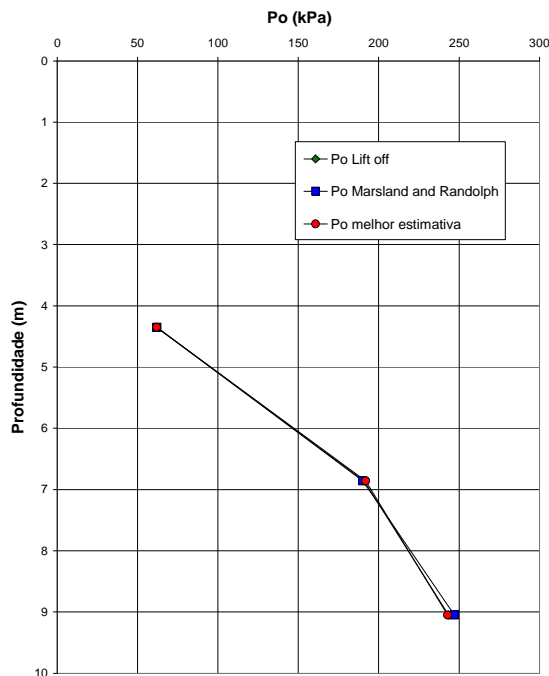


Figura 7. 24 - Variação de tensão lateral *in situ* com a profundidade no local S1.

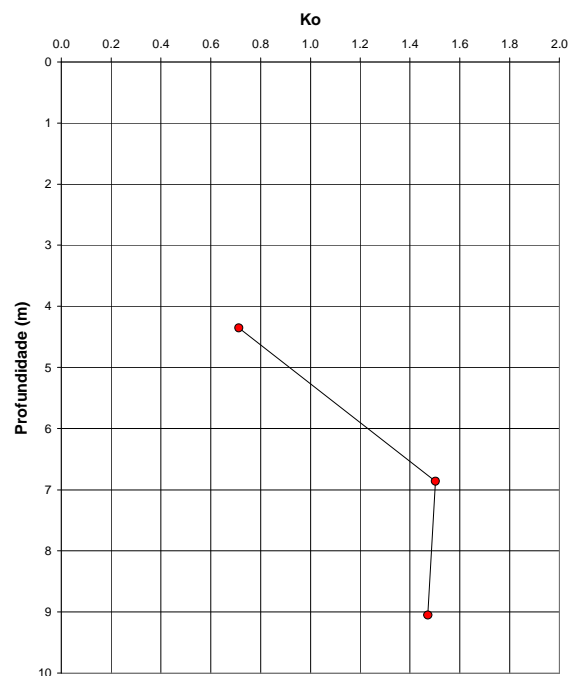


Figura 7. 25 - Variação do coeficiente de impulso de terras em repouso com a profundidade no local S1.

7.5.1.2 MÓDULOS DE DISTORÇÃO, G

Como referido anteriormente, o módulo de distorção pode ser avaliado a partir do declive do troço inicial da curva p versus ϵ_c . No entanto, para eliminar o eventual efeito da perturbação causada pela inserção do aparelho, é frequente determinar este módulo através de ciclos de descarga-recarga dentro de determinados limites de deformação.

Distinguem-se, assim, para cada ensaio, um módulo de distorção inicial, G_i , determinado a partir do troço inicial da curva do ensaio (Figura 7. 26), e um ou mais módulos, G_{ur} , determinados a partir de ciclos de descarga-recarga (Figura 7. 27).

No local S1 (Universidade), como se viu, fizeram-se três ensaios, a três níveis diferentes, correspondendo às três principais litologias ocorrentes, obtendo-se para cada litologia os correspondentes módulos de distorção.

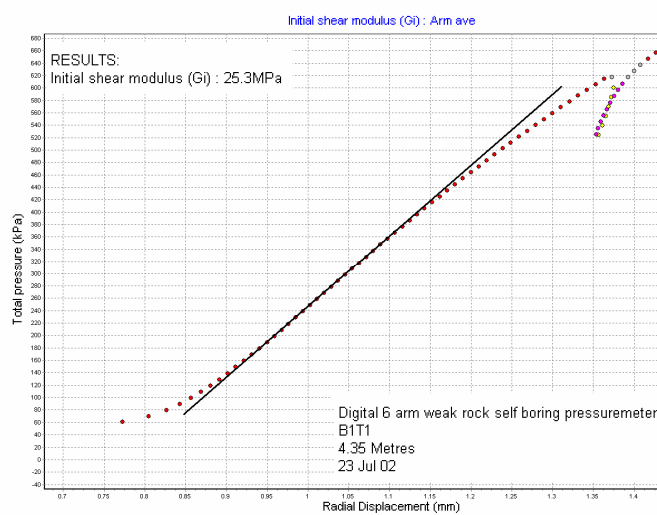


Figura 7. 26 – Determinação do módulo de distorção inicial, G_i .

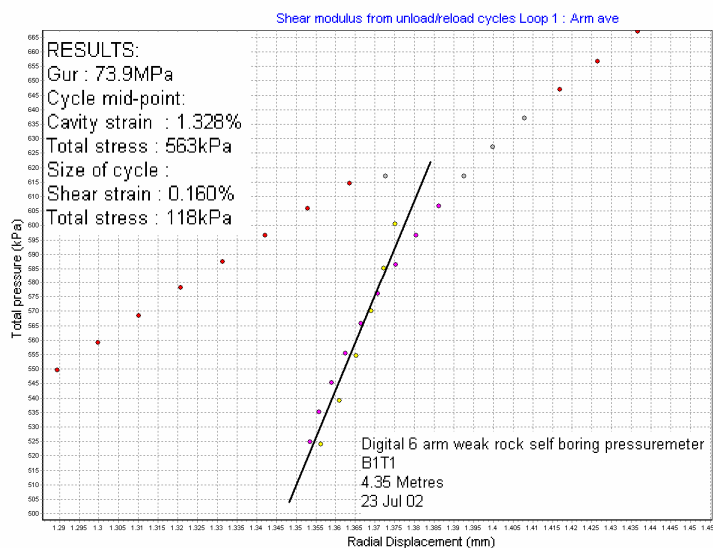


Figura 7. 27 - Determinação do módulo de rigidez, G_{ur} , a partir de um ciclo de descarga-recarga

O gráfico da Figura 7. 28 mostra a variação do módulo de distorção inicial e na cedência com a profundidade.

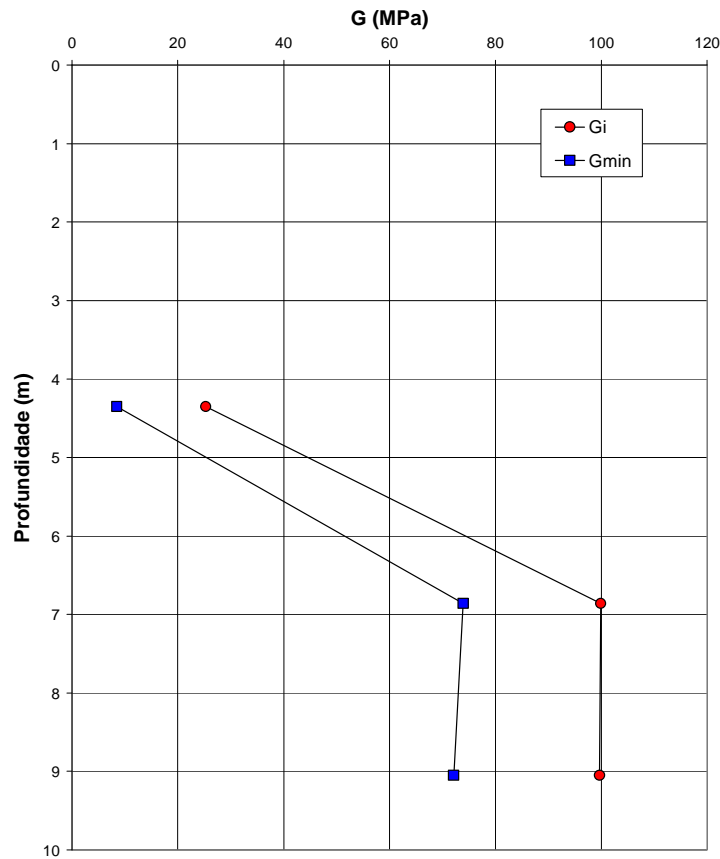


Figura 7. 28 - Variação do módulo de distorção inicial e na cedência com a profundidade (local S1- Universidade)

Durante a auto-perfuração existe sempre alguma perturbação do solo, capaz de induzir alterações nas propriedades do solo circundante nas fases iniciais do ensaio. Os valores de G_i obtidos devem, portanto, ser utilizados com alguma reserva.

Na prática, o módulo de distorção é calculado a partir dos ciclos de descarga e de recarga, por ajustamento gráfico de uma recta aos pontos de descarga e de recarga de cada ciclo.

No entanto, nos solos raramente o comportamento pode ser considerado linear elástico, variando o módulo de distorção com a deformação aplicada. Para captar o comportamento não linear elástico, admite-se que na recarga o comportamento é elástico e adopta-se uma relação do tipo exponencial entre a pressão radial, p , e a distorção, γ , dada por:

$$p = \eta \gamma^\beta \quad (7.21)$$

na qual η e β são parâmetros.

Para cada ciclo de descarga e de recarga, após a selecção de um ponto como origem (em geral coincidente com o ponto de inversão do carregamento), os parâmetros atrás definidos são determinados mediante a representação, em escala bilogarítmica, da tensão radial em função da distorção dos pontos da recarga e o ajustamento de uma recta, cuja ordenada na origem permite o cálculo de η e o declive a avaliação de β (Figura 7. 29).

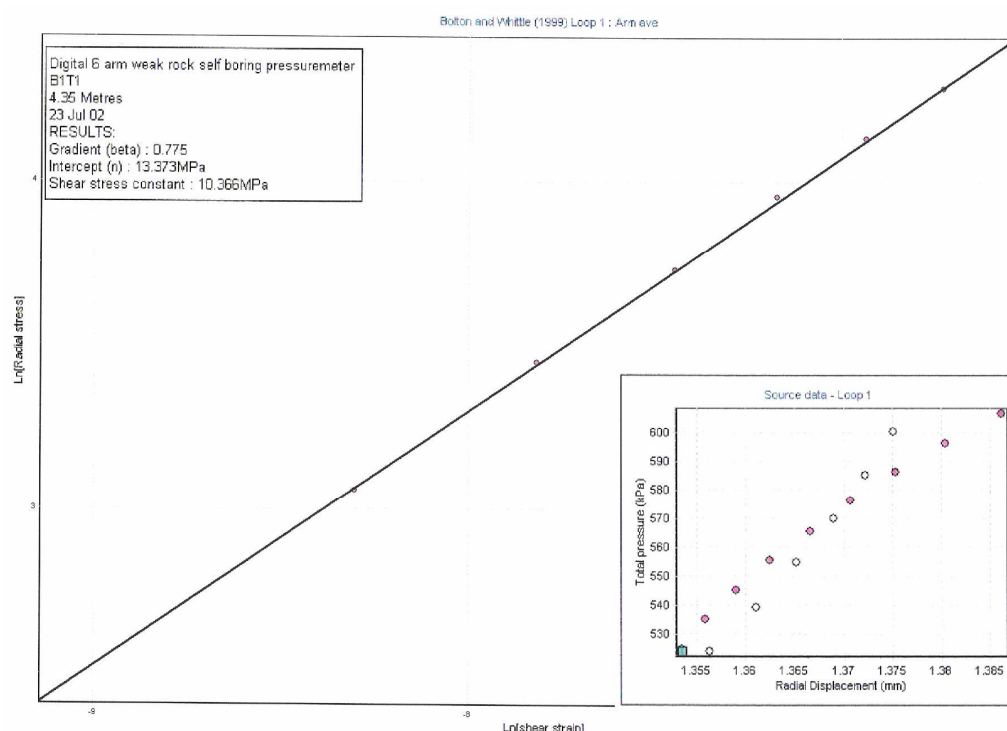


Figura 7. 29 - Exemplo da determinação dos parâmetros η e β através da representação bilogarítmica tensão radial versus distorção

A variação do módulo de distorção secante, G_s , em função da distorção é então avaliada através da seguinte expressão:

$$G_s = \eta \beta \gamma^{\beta-1} \quad (7.22)$$

Nos resultados é apresentado o parâmetro $\alpha = \eta \beta$.

Encontraram-se, assim, os valores dos módulos obtidos nos ensaios em função da distorção correspondente, bem como as curvas teóricas determinadas com base na

expressão (7.22) e representadas na Figura 7. 30. Na Figura 7. 31 apresenta-se, para as três profundidades ensaiadas, a variação do módulo de distorção secante normalizado pela pressão inicial, P_o , em função da distorção no último ciclo de descarga-recarga.

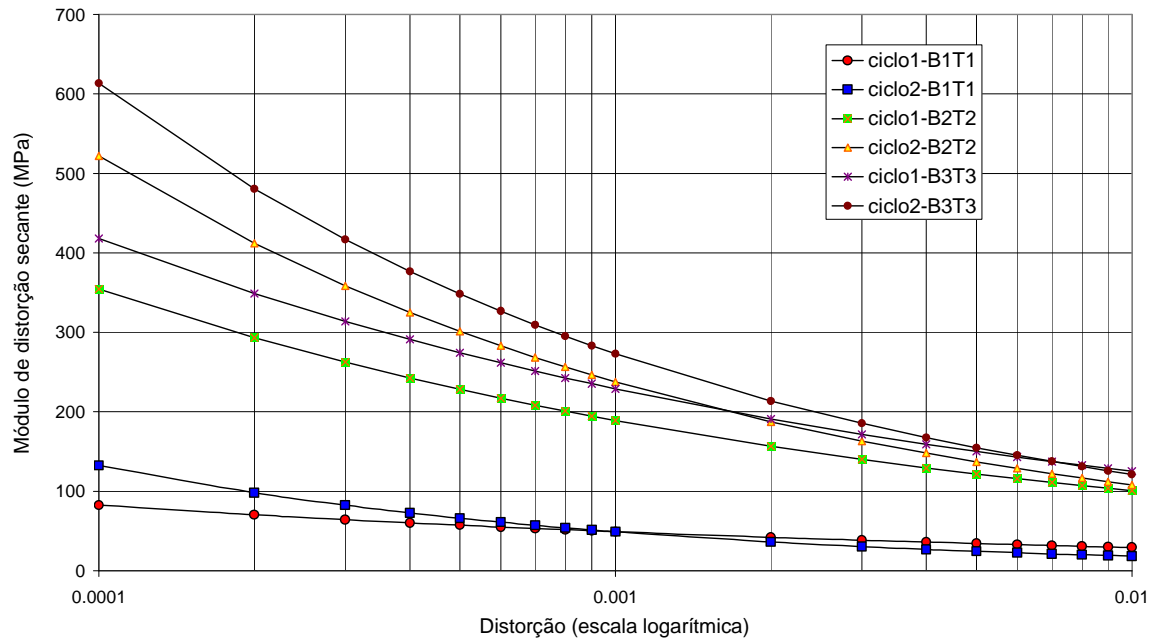


Figura 7. 30 - Variação do módulo de distorção secante com a distorção (local S1)

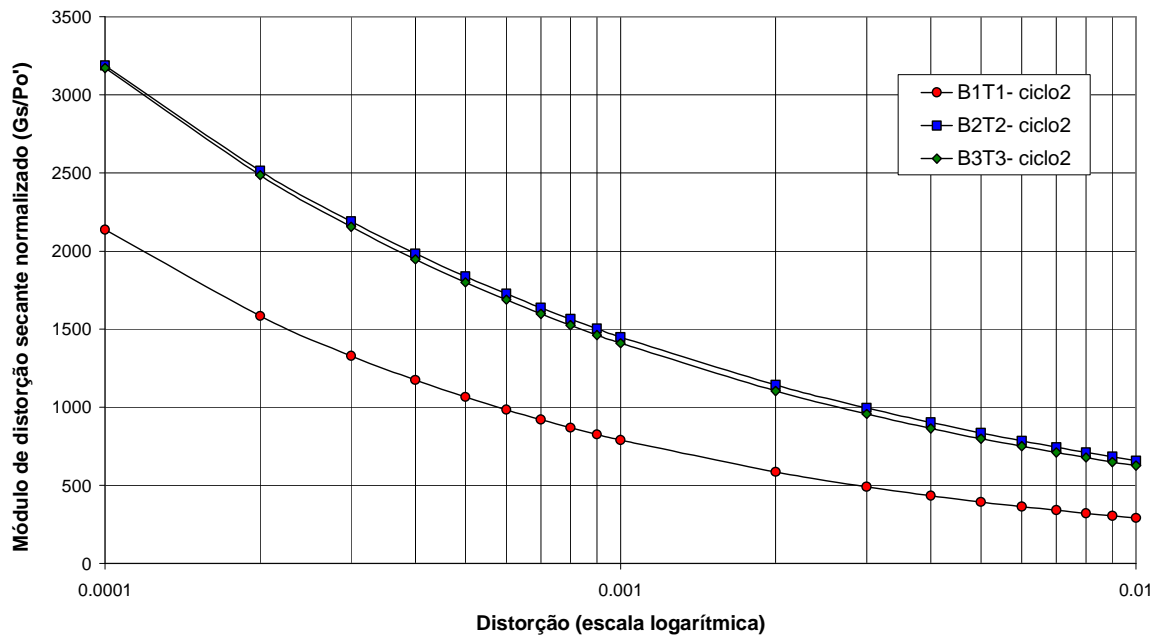


Figura 7. 31 - Variação do módulo de distorção secante normalizado com a distorção (local S1)

7.5.1.3 RESISTÊNCIA AO CORTE NÃO DRENADO

Como se referiu anteriormente, podem ser usados dois métodos na determinação da resistência não drenada ao corte de argilas a partir dos ensaios pressiométricos - um tendo por base a análise de Gibson e Anderson (1961) e o outro baseado na análise de Palmer (1972).

A aplicação do método de Palmer (equação 7.16), quer na fase de expansão quer na fase de contracção da membrana, permite a determinação da trajectória completa das tensões de corte ao longo do ensaio, qualquer que seja a forma da lei de tensão - deformação. No entanto, este tipo de análise apresenta grande sensibilidade a pequenas variações dos dados (Figura 7. 32).

Em alternativa, recorre-se à teoria de Gibson e Anderson, que admite que o solo obedece a uma lei de deformação elástica perfeitamente plástica, e conduz à equação

$$c_u = \frac{d\Psi}{d \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)} \quad (7.23)$$

na qual c_u é uma constante, que é tomada como a resistência ao corte não drenado. Em consequência, c_u é obtido ajustando uma linha recta no gráfico semi-logarítmico do carregamento com a evolução das pressões totais aplicadas ao solo em função do logaritmo das deformações volumétricas após um certo nível de tensão/deformação ter sido alcançado. O declive da recta dá a resistência ao corte não drenado e a ordenada na origem a pressão limite (Figura 7. 33).

Na interpretação dos ensaios presentes neste trabalho foi determinada a resistência não drenada durante a expansão, pelo método de Gibson e Andersen (1961), e durante a contracção, pelo método de Jefferies (1988).

Na Figura 7. 34 representam-se os valores da resistência não drenada determinada na fase de expansão (C_u) e na fase de contracção ($C_{u_descarga}$) em função da profundidade do ensaio. O valor, anormalmente baixo, de $C_{u_descarga}$ que se registou aos 6,86 metros (ensaio B2T2) de profundidade deve-se ao facto de, neste ensaio, a descarga ter sido muito mais rápida devido à extrusão da extremidade da membrana.

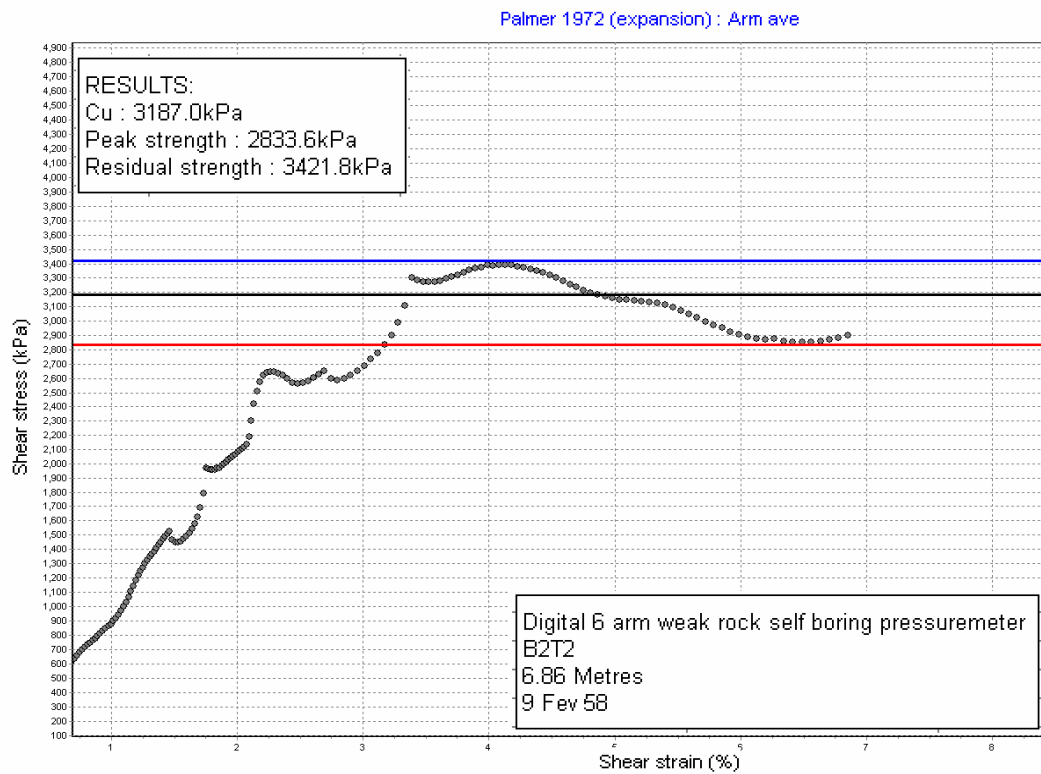


Figura 7. 32 - Determinação da resistência ao corte não drenada pelo método de Palmer

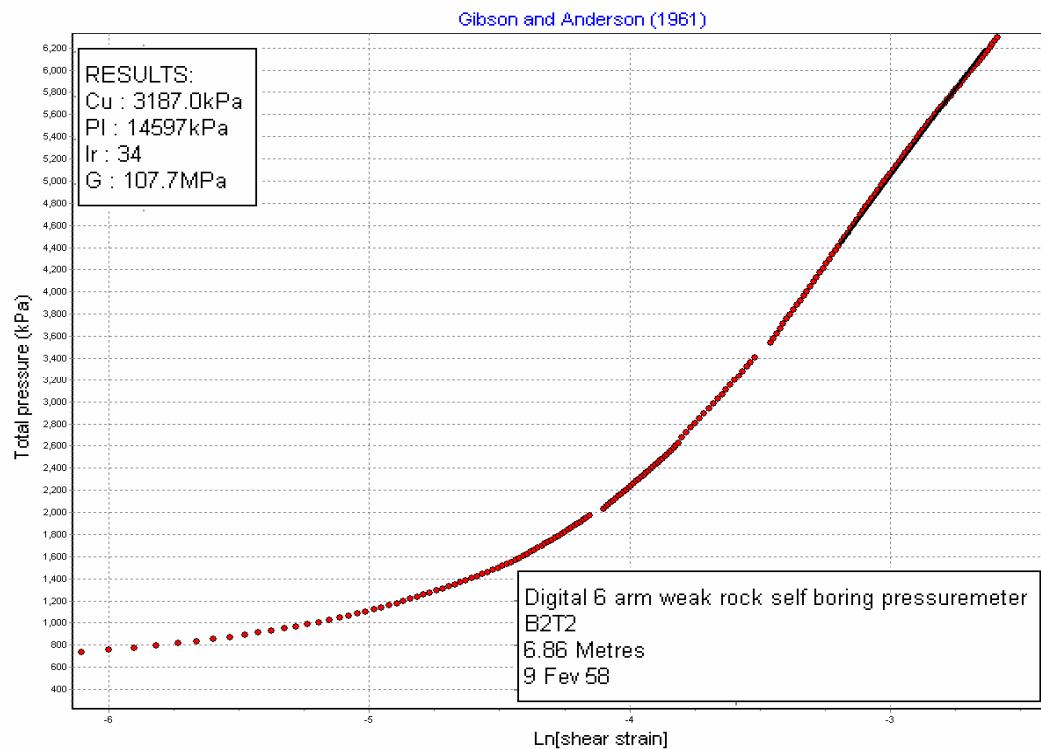


Figura 7. 33 - Determinação da resistência ao corte não drenado pelo método de Gibson e Anderson

A evolução em profundidade da pressão limite e do índice de rigidez, avaliados pelo método de Gibson e Andersen, e da pressão na cedência, considerada na aplicação do método de Marsland e Randolph, é apresentada nas Figuras 7.35, 7.37 e 7.36.

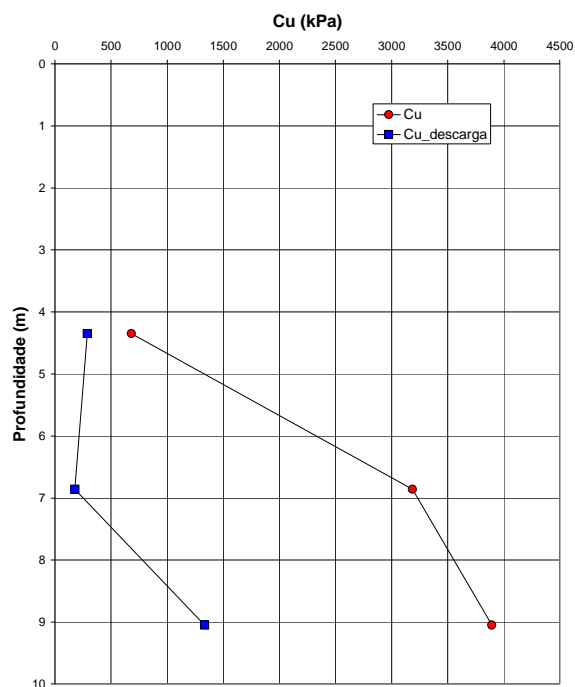


Figura 7. 34 - Variação da resistência não drenada com a profundidade (local S1)

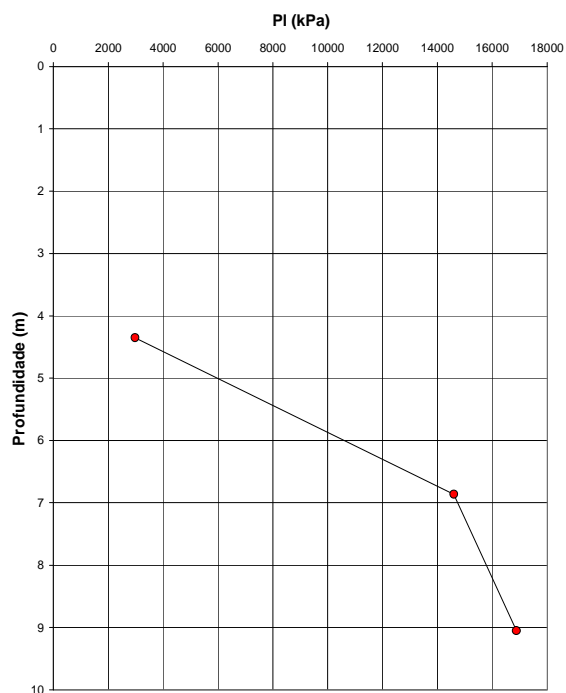


Figura 7. 35 - Variação da pressão limite com a profundidade (local S1)

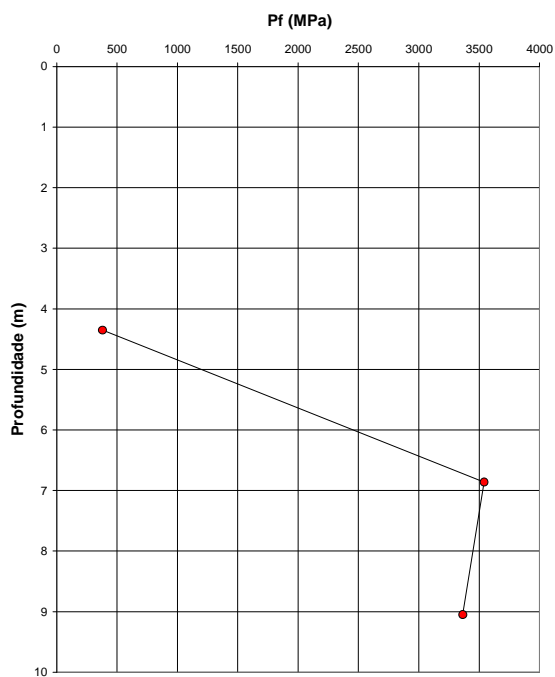


Figura 7. 36 - Variação da tensão de cedência com a profundidade (local S1)

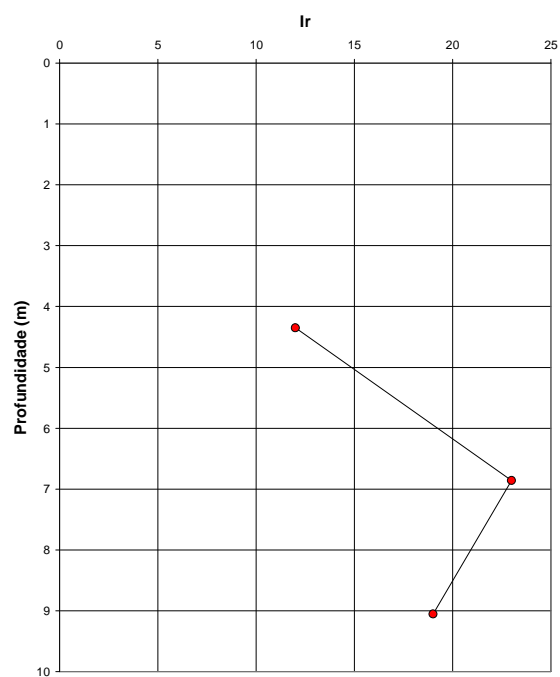


Figura 7. 37 - Variação do índice de rigidez com a profundidade (local S1)

O Quadro VII.II resume os resultados dos ensaios pressiométricos efectuados no site *S1-Universidade*. O nível freático e o peso volúmico dos solos sobrejacentes, considerados no cálculo do coeficiente de impulso em repouso, foram avaliados através dos resultados da sondagem previamente executada.

Quadro VII.II - Resumo dos resultados dos ensaios pressiométricos efectuados na sondagem do local S1 - Universidade

Ensaio	Profundidade (m)	Po (kPa)				Ko	Cu (kPa)		Plim (kPa)	Alpha (MPa)	Beta	Ir	Gi (MPa)	Gmin (MPa)
		Marsland and Randolph	Lift off	Modelação	Melhor estimativa		Carga	Descarga						
B1T1	4.35	62.1	61.8	62.0	62.0	0.71	680.0	287.4	2975	2.852	0.568	12	25.3	8.5
B2T2	6.86	190.2	191.0	192.0	192.0	1.50	3187.0	177.6	14597	31.297	0.727	23	99.9	73.9
B3T3	9.05	247.1	243.4	243.0	243.0	1.47	3892.1	1332.9	16879	33.564	0.738	19	99.7	72.1

Uma análise sintética aos resultados mostra que a camada argilosa, que se desenvolve entre os 3,8 m e os 5,0 m de profundidade e onde se realizou o primeiro ensaio *SBPT*, tem um comportamento geomecânico muito diferente das outras duas camadas, mais profundas. Apresenta menor rigidez, menor resistência ao corte e, sobretudo, uma significativa diferença no coeficiente de impulso em repouso, o que sugere uma muito menor sobreconsolidação, ou seja, uma deposição muito mais recente.

Os ensaios mais profundos, realizados a 6,86 m (*B2T2*) e 9,05 m (*B3T3*) são muito semelhantes. Apesar do ensaio *B2T2* não ter sido concluído, esse facto pouco penalizou a interpretação dos resultados. Estas duas camadas apresentam um comportamento geomecânico muito semelhante, fortemente sobreconsolidadas, denotando uma ligeira tendência para o aumento da resistência ao corte não drenado em profundidade.

Com base nos resultados obtidos pelos métodos de análise acima expostos, fez-se, recorrendo ao programa *Winsitu* fornecido pela *Cambridge in situ*, a comparação entre curvas experimentais e curvas teóricas (como exemplo, mostra-se a Figura 7. 38 referente ao ajuste obtido para o primeiro ensaio deste local), curvas modeladas, segundo a metodologia proposta por Whittle (1999).

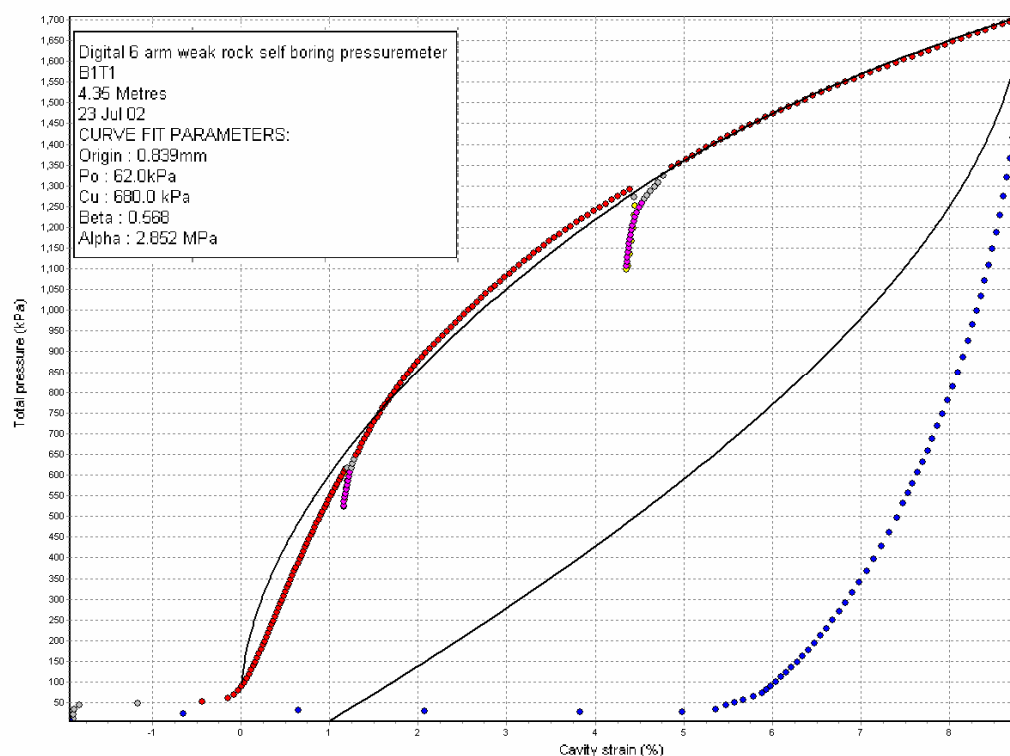


Figura 7. 38 - Comparação entre curvas experimentais e curvas modeladas (Ensaio B1T1 S1- Universidade)

7.5.2 SITE S3 (QUINTA DO FANDANGO - ESGUEIRA).

Como se referiu anteriormente, neste local predominam as argilas arenosas e as areias argilosas, estratificadas, de cor cinzenta escura, de granulometria muito semelhante em todo o perfil. O comportamento mais ou menos coesivo, observado ao longo do perfil, é fruto de pequenas variações no teor em argila, já que, apesar da percentagem de argila ser menos significativa, é neste perfil que ocorre a fracção argilosa com maior actividade.

Apesar do carácter especialmente arenoso deste local, devido à elevada compacidade e à reduzida permeabilidade do material, e pelo facto de terem sido escolhidos os níveis mais argilosos para a realização dos ensaios pressiométricos, toda a análise interpretativa apresentada é feita em termos de comportamento não drenado. No entanto, foi também tentada uma análise em termos de comportamento drenado, que se revelou desajustada, situação que certamente também estará relacionada com o facto de o ensaio realizado no estrato mais arenoso (E2T2) ser também o de pior qualidade, o que pode dar uma

indicação do desajuste da configuração usada para materiais menos coesivos, ainda que compactos.

Neste local executaram-se três ensaios centrados às profundidades de 10,44 m, 14,50 m e 18,08 m (Figura 7. 39).

Prof. (m)	Simbologia	Amostras Indeform..	Ensaio CSBPT	Descrição	Classif. Unificada	
0.5			Areia grossa a média com seixo de granulom. crescente para a base da camada e com poucos finos. (areia de praia)	SP GP	
1.0					
1.5					
2.0					
2.5					
3.0	.º.o .º.o.º.o					
3.5	— — — —			Argila acastanhada	CH	
4.0				Areia média a fina com alguma argila e seixo rolado médio a grosso, amarelada.	SC
4.5					
5.0					
5.5					
6.0					
6.5					
7.0					
7.5					
8.0					
8.5	— — — —				Argila castanha amarelada	CL
9.0	— — — —	1/S3			Argila cinza-amarelado	
9.5				Argila arenosa muito friável	
10.0	2/S3	Argila arenosa cinzenta dura			
10.5	3/S3	E1T1	Areia argilosa cinzenta dura	SC, SC-SM CL	
11.0	4/S3		Areia argilosa cinzenta-escura muito consolidada		
11.5			Areia grossa argilosa cinzenta-escura muito consolidada. Facilmente desagregável		
12.0	5/S3				
12.5	6/S3		Areia argilosa cinzenta-escura muito consolidada		
13.0					
13.5		E2T2			
14.0					
14.5					
15.0					
15.5					
16.0					
16.5					
17.0	7/S3	E3T3		Areia argilosa cinzenta-escura muito consolidada	
17.5	8/S3				
18.0					
18.5					
19.0	9/S3				
19.5					
20.0					
20.5					
21.0	10/S3				
21.5					
22.0	11/S3				
22.5	12/S3				

Figura 7. 39 - Posicionamento dos ensaios pressiométricos do local S3

O ensaio *E2T2* foi interrompido logo que um dos seis braços extensométricos atingiu o limite de medição. Como referido, o ensaio *E2T2* realizou-se num nível mais arenoso, tendo ocorrido uma considerável erosão da cavidade e produzindo resultados que devem ser interpretados e analisados tendo esse aspecto em consideração.

O ensaio *E3T3* foi interrompido devido ao receio de extrusão da membrana. Quando se combinam pressões muito elevadas com deformações totais (deformações iniciais acrescidas das deformações do solo) também elevadas, o risco de extrusão da membrana aumenta consideravelmente. No entanto, os resultados obtidos neste ensaio foram bastante satisfatórios.

Na figura Figura 7. 40, apresentam-se as curvas dos deslocamentos radiais em função das pressões totais aplicadas. A origem dos ensaios foi ajustada para os valores estimados com base no método da *melhor estimativa*, excepto no ensaio *E2T2*, onde a origem considerada foi a encontrada pelo método de Marsland e Randolph.

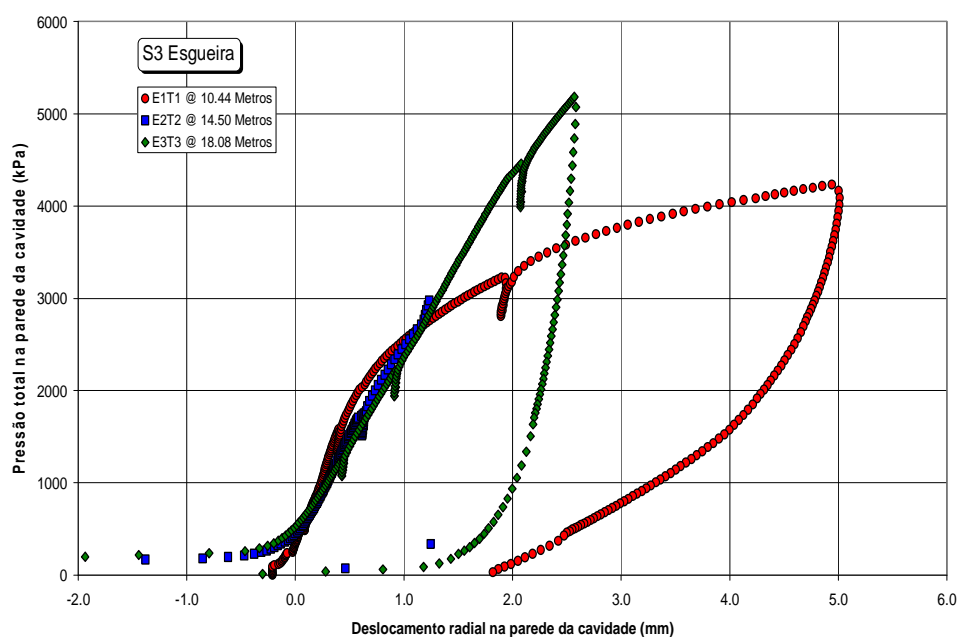


Figura 7. 40 - Curvas pressão versus deslocamentos radiais da cavidade (local S3-Qta do Fandango)

7.5.2.1 TENSÕES HORIZONTAIS EM REPOUSO

Conforme foi já referido, a avaliação da tensão horizontal em repouso, foi feita por três métodos de análise: *pressão de lift-off*, *Marsland e Randolph* e *melhor estimativa*.

Apresentam-se na Figura 7. 41 as variações da tensão lateral *in situ* com a profundidade obtidas com os três métodos de análise.

Na Figura 7. 42 mostra-se a evolução do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , com a profundidade. À semelhança do que acontece no local S1, também aqui, no primeiro ensaio (à profundidade de 10,44 m) a tensão vertical efectiva em repouso é maior que a tensão horizontal efectiva ($K_0 < 1$). No entanto, neste caso os valores de P_0 obtidos pelos três métodos de interpretação, para o ensaio mais superficial, apresentam significativa dispersão. Assim, se em vez do valor da *melhor estimativa*, por regra usado, fosse considerado o valor do método de *liff off* obter-se-ia um K_0 na ordem de 0,9 e se se considerasse o método de Marsland e Randolph obter-se-ia um K_0 de 1,3.

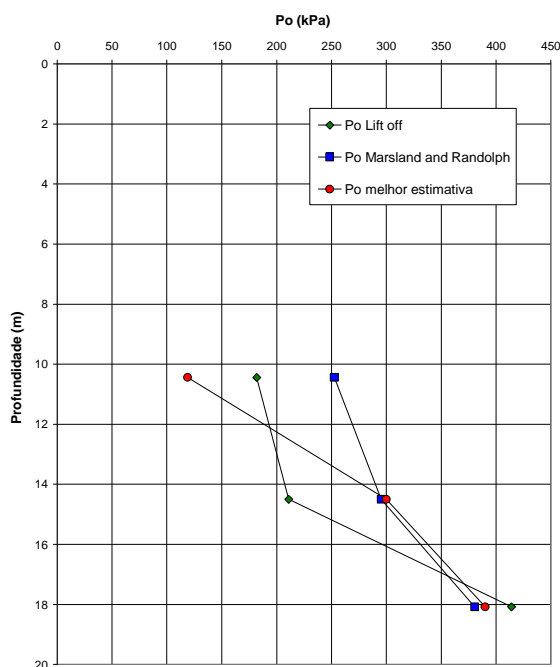


Figura 7. 41 - Variação de tensão lateral *in situ* com a profundidade no local S3

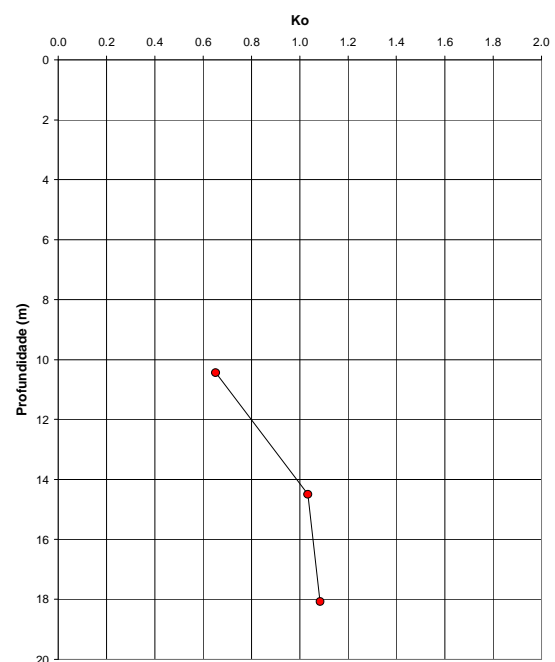


Figura 7. 42 - Variação do coeficiente de impulso de terras em repouso com a profundidade no local S3

7.5.2.2 MÓDULOS DE DISTORÇÃO, G

Para cada um dos três ensaios realizados, obtiveram-se os módulos de distorção iniciais e os módulos de distorção na cedência. O gráfico da Figura 7. 43 mostra a variação desses módulos com a profundidade.

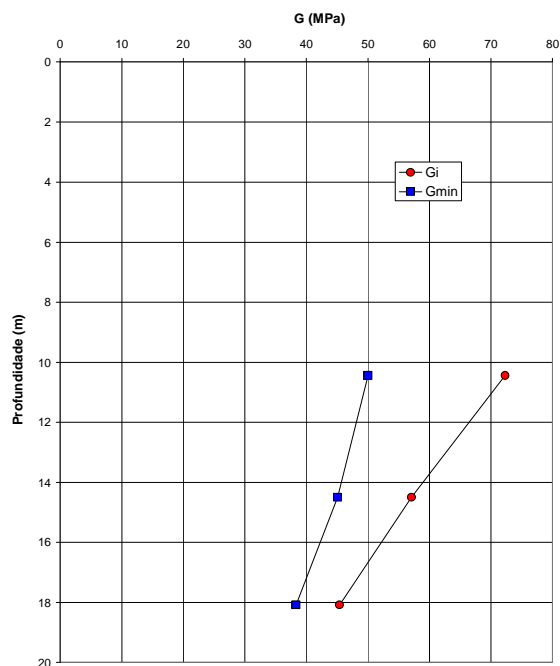


Figura 7. 43 - Variação do módulo de distorção inicial e na cedência com a profundidade (local S3- Qta do Fandango)

Encontraram-se também, os valores dos módulos correspondentes aos diferentes ciclos de descarga-recarga, que foram tratados, segundo a metodologia já anteriormente apresentada, em função da distorção, dando origem às curvas teóricas representadas nas figuras Figura 7. 44 e Figura 7. 45.

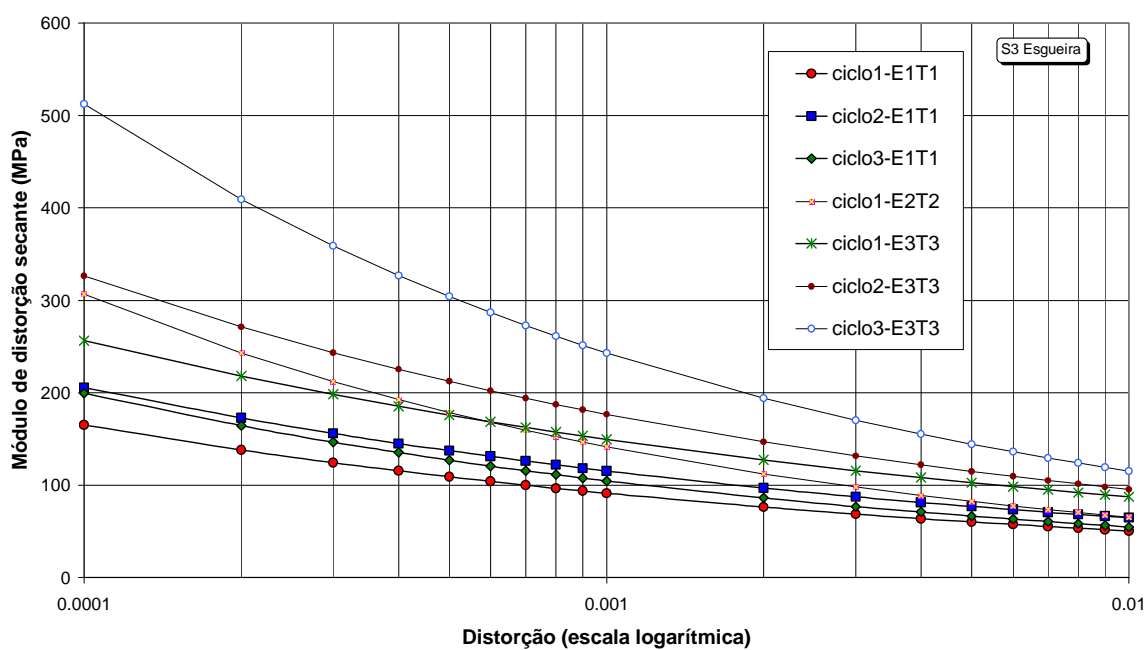


Figura 7. 44 - Variação do módulo de distorção secante com a distorção (local S3)

A variação do módulo de distorção secante normalizado pela pressão inicial, P_0 , em função da distorção, apresentado na Figura 7. 45, diz respeito ao último ciclo de descarga-recarga.

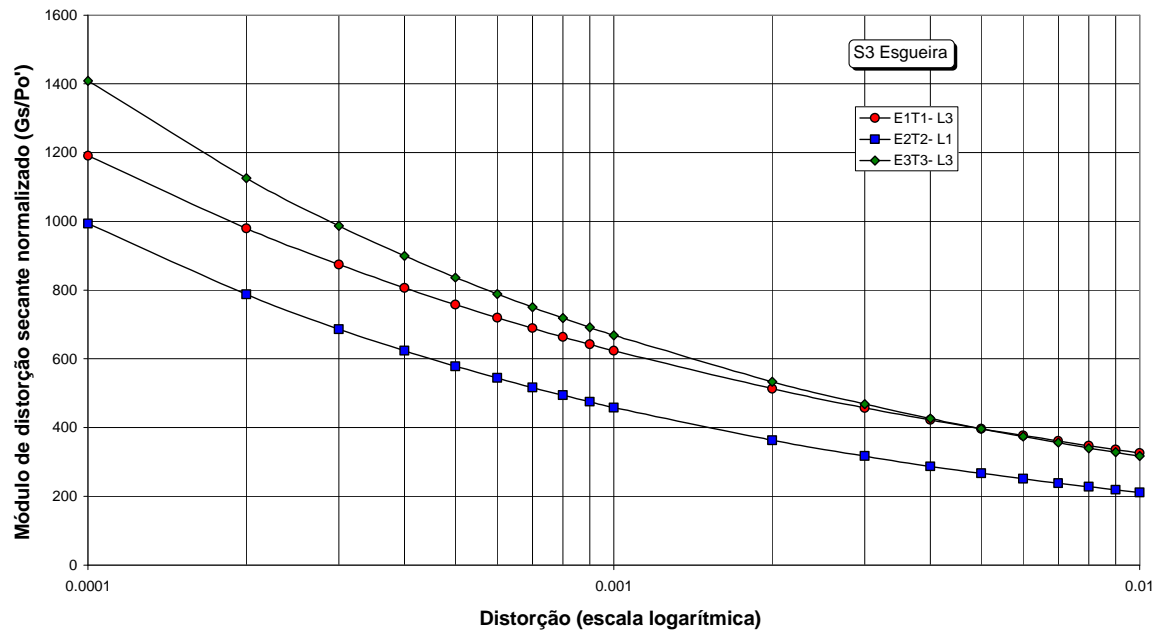


Figura 7. 45 - Variação do módulo de distorção secante normalizado com a distorção (local S3)

7.5.2.3 RESISTÊNCIA AO CORTE NÃO DRENADO

Na Figura 7. 46 representam-se os valores da resistência não drenada determinada na fase de expansão (C_u) e na fase de contracção ($C_{u_descarga}$) em função da profundidade do ensaio. E nas Figura 7. 47, 48 e 49, apresenta-se a evolução em profundidade, da pressão limite e do índice de rigidez, avaliados pelo método de Gibson e Andersen, e da pressão na cedência, considerada na aplicação do método de Marsland e Randolph.

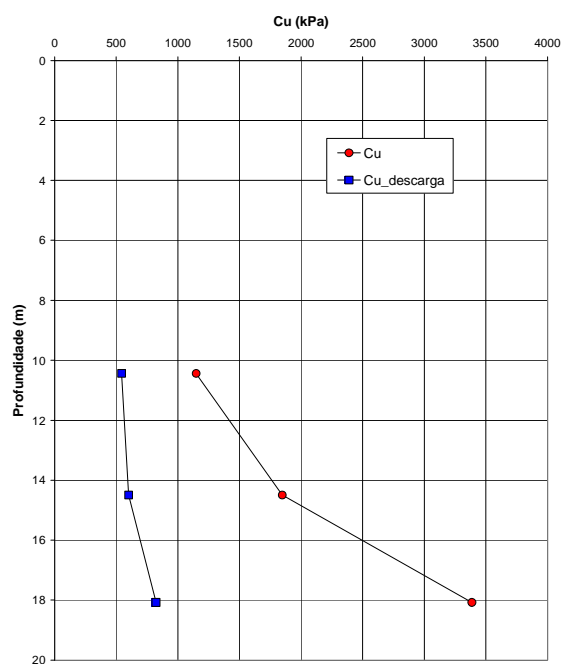


Figura 7. 46 - Variação da resistência não drenada com a profundidade (local S3)

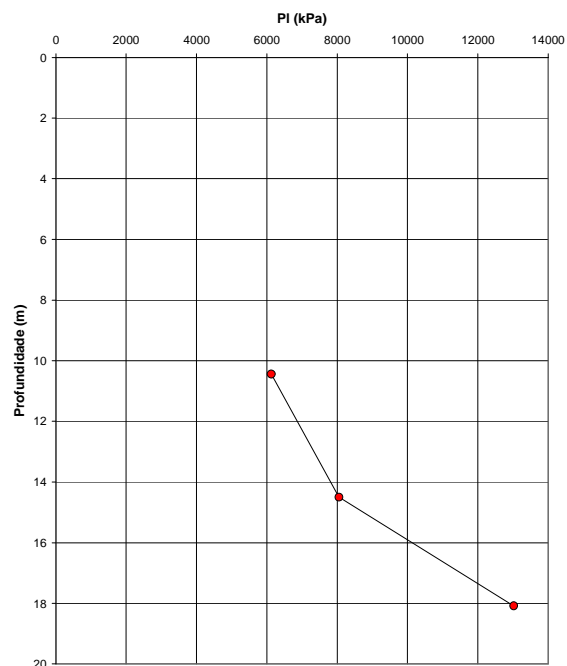


Figura 7. 47 - Variação da pressão limite com a profundidade (local S3)

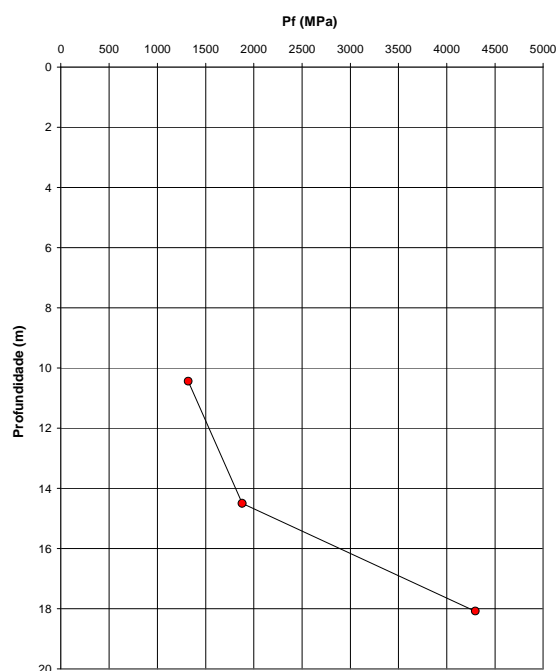


Figura 7. 48 – Variação da tensão de cedência com a profundidade (local S3)

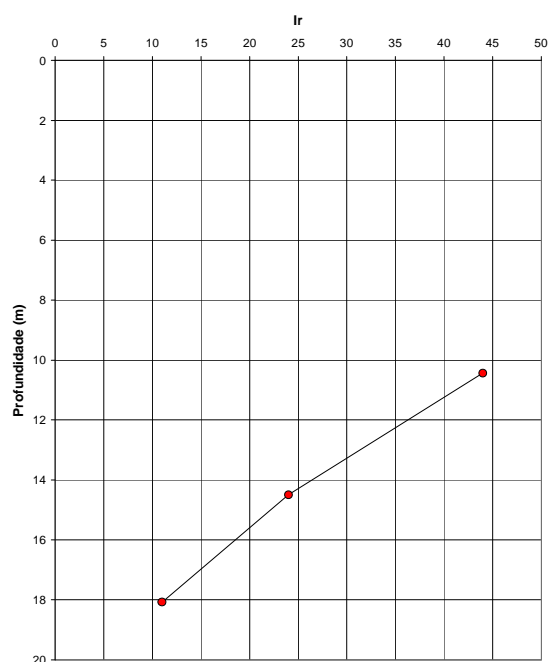


Figura 7. 49 – Variação do índice de rigidez com a profundidade (local S3)

O Quadro VII. III resume os resultados dos ensaios pressiométricos efectuados no local S3-Quinta do Fandango.

Quadro VII. III - Resumo dos resultados dos ensaios pressiométricos efectuados na sondagem do local S3- Quinta do Fandango

Ensaio	Profundidade (m)	Po (kPa)				Ko	Cu (kPa)		Plim (kPa)	Alpha (MPa)	Beta	Ir	Gi (MPa)	Gmin (MPa)
		Marsland and Randolph	Lift off	Modelação	Melhor estimativa		Carga	Descarga						
E1T1	10.44	252.6	181.8	242.0	119.0	0.65	1149.0	543.5	6125	18.916	0.742	44	72.3	50.0
E2T2	14.50	295.4	211.0	300.0	300.0	1.03	1847.4	602.1	8051	45.119	Linear	24	57.1	45.1
E3T3	18.08	380.6	414.1	390.0	390.0	1.08	3387.0	824.0	13024	21.699	0.766	11	45.4	38.3

Fez-se, também, a comparação entre as curvas experimentais e as curvas teóricas (como exemplo, mostra-se a Figura 7. 50 referente ao ajuste obtido para o primeiro ensaio deste local, ensaio *E1T1*).

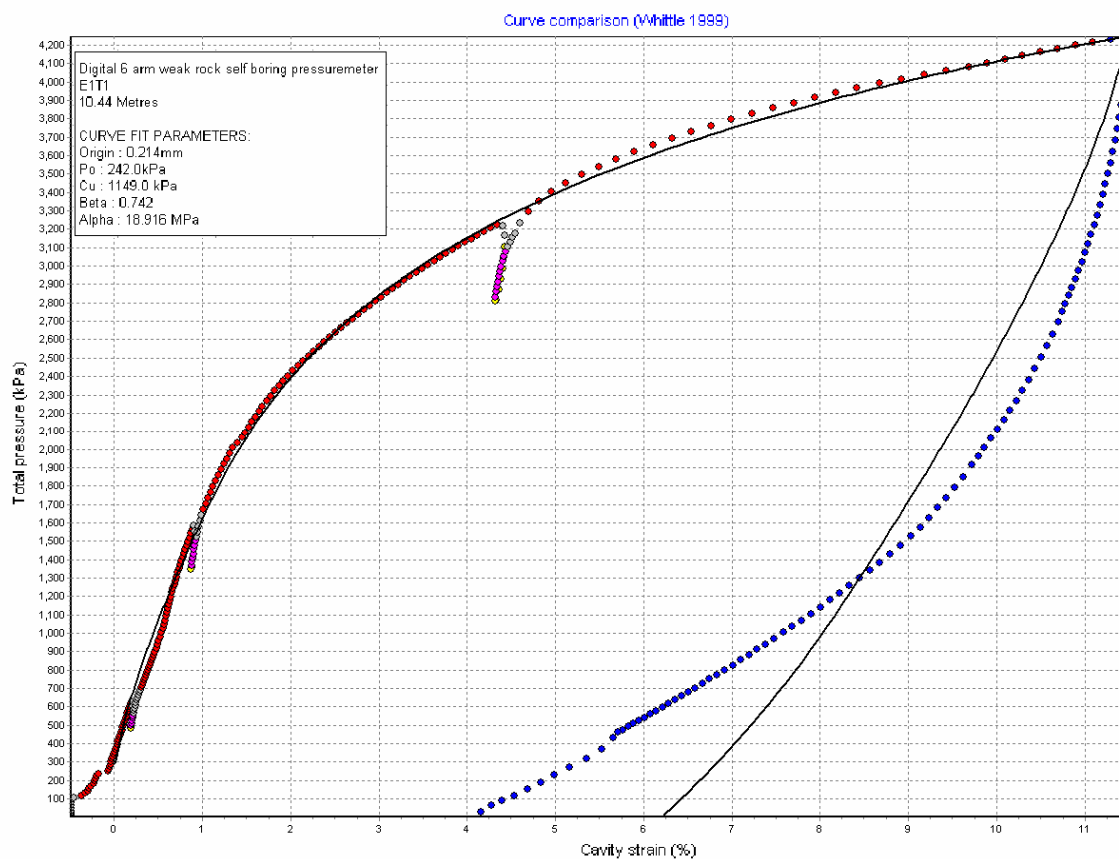


Figura 7. 50 - Comparação entre curvas experimentais e curvas modeladas (Ensaio *E1T1* no local S3- Qta do Fandango)

7.5.3 SITE S4 (VAGOS).

No local as AAIV são constituídas por camadas de argilas avermelhadas, esverdeadas, azuladas ou acinzentadas (ver Figura 7. 51). Nestas camadas a percentagem de argila ultrapassa geralmente os 70 %, sendo de todos os locais ensaiados o mais argiloso e também o de aspecto mais homogéneo. Entre as camadas argilosas aparecem camadas margosas e de calcários dolomíticos. À semelhança dos outros dois locais, também aqui se realizaram três ensaios, obtendo-se sempre ensaios de boa qualidade.

Na figura Figura 7. 51, apresentam-se as curvas dos deslocamentos radiais em função das pressões totais aplicadas. A origem dos ensaios foi ajustada para os valores estimados com base no método da *melhor estimativa*.

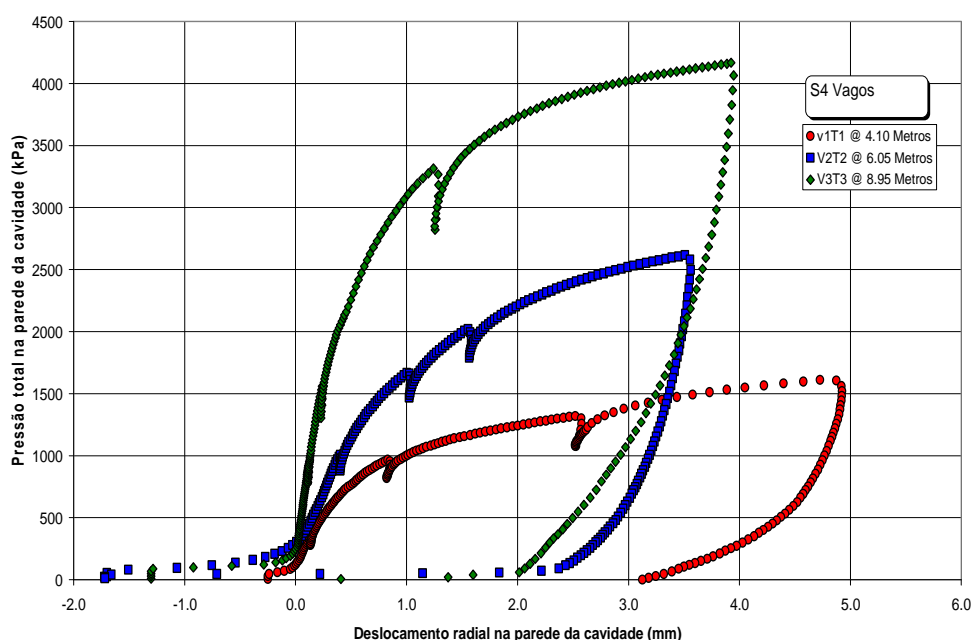


Figura 7. 51 – Curvas pressão versus deslocamentos radiais da cavidade (local S4 -Vagos)

A opção por realizar ensaios pressiométricos neste *site S4*, não incluído na campanha inicial de amostragem, em detrimento do *site 2*, onde se tinha o perfil já amostrado e parcialmente estudado, deveu-se essencialmente, ao facto de, no local S2 (Vilar), as AAIV terem revelado grandes semelhanças com as do *site S1* (Universidade). Incluindo este local, aparentemente, ensaiaram-se os três principais tipos de materiais da formação. Por outro lado, apesar de não se dispor do *log* da sondagem prévia, tinha-se um local com o

perfil vertical bem conhecido, uma vez que se localiza nas imediações do corte apresentado na Figura 5.4.

7.5.3.1 TENSÕES HORIZONTAIS EM REPOUSO

Apresentam-se na Figura 7. 52 as variações da tensão lateral *in situ* com a profundidade obtidas com os três métodos de análise. Na Figura 7. 53 apresenta-se a variação do coeficiente de impulso em repouso com a profundidade, considerando a *melhor estimativa* de P_0 . Note-se os valores de K_0 especialmente elevados encontrados neste local, qualquer que seja o método considerado na obtenção da tensão horizontal em repouso.

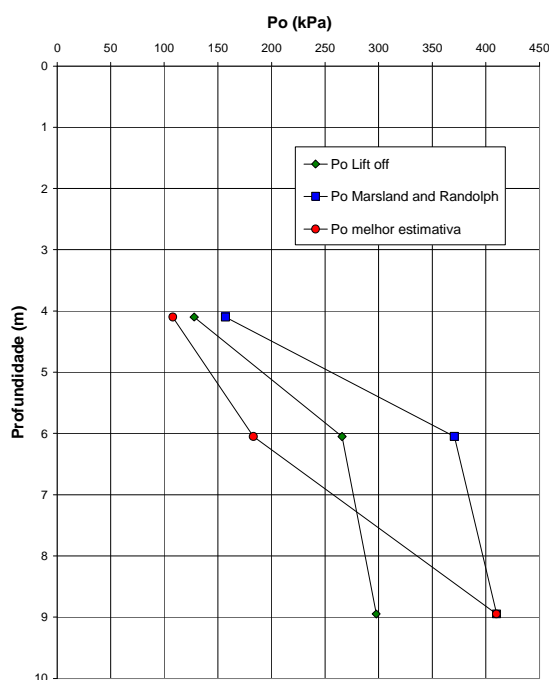


Figura 7. 52 – Variação de tensão lateral *in situ* com a profundidade no local S4

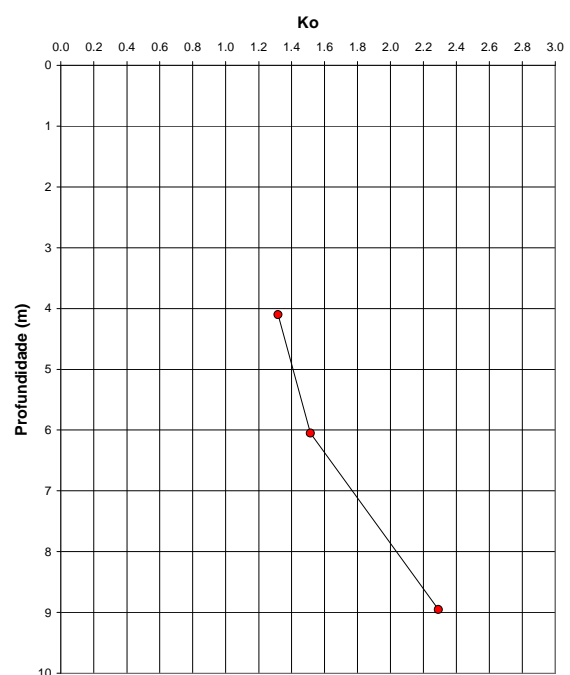


Figura 7. 53 - Variação do coeficiente de impulso de terras em repouso com a profundidade no local S4

7.5.3.2 MÓDULOS DE DISTORÇÃO, G

O gráfico da Figura 7. 54 mostra a variação dos módulos de distorção iniciais e na cedência, os quais aumentam significativamente em profundidade.

Os módulos, obtidos a partir dos ciclos de descarga-recarga realizados e depois de traduzidos em curvas módulo de distorção secante *versus* distorção, estão representados na Figura 7. 55. Na Figura 7. 56 mostra-se a variação do módulo de distorção secante

normalizado com a distorção, para os últimos ciclos de descarga-recarga de cada um dos ensaios realizados.

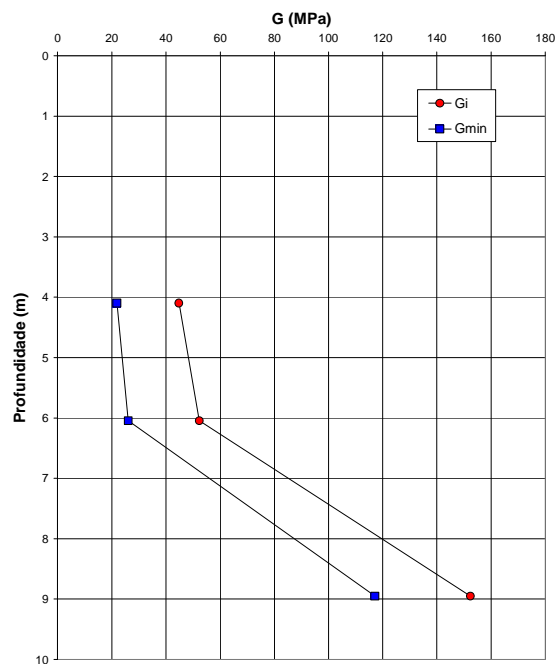


Figura 7. 54 - Variação do módulo de distorção inicial e na cedência com a profundidade (local S4 Vagos)

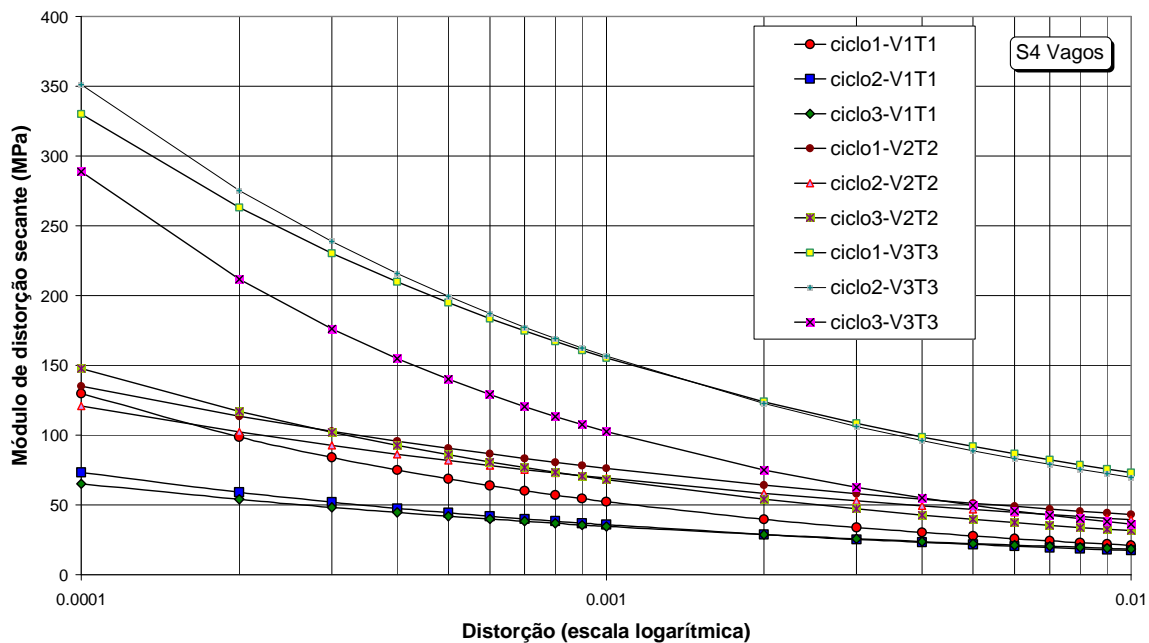


Figura 7. 55 - Variação do módulo de distorção secante com a distorção (local S4)

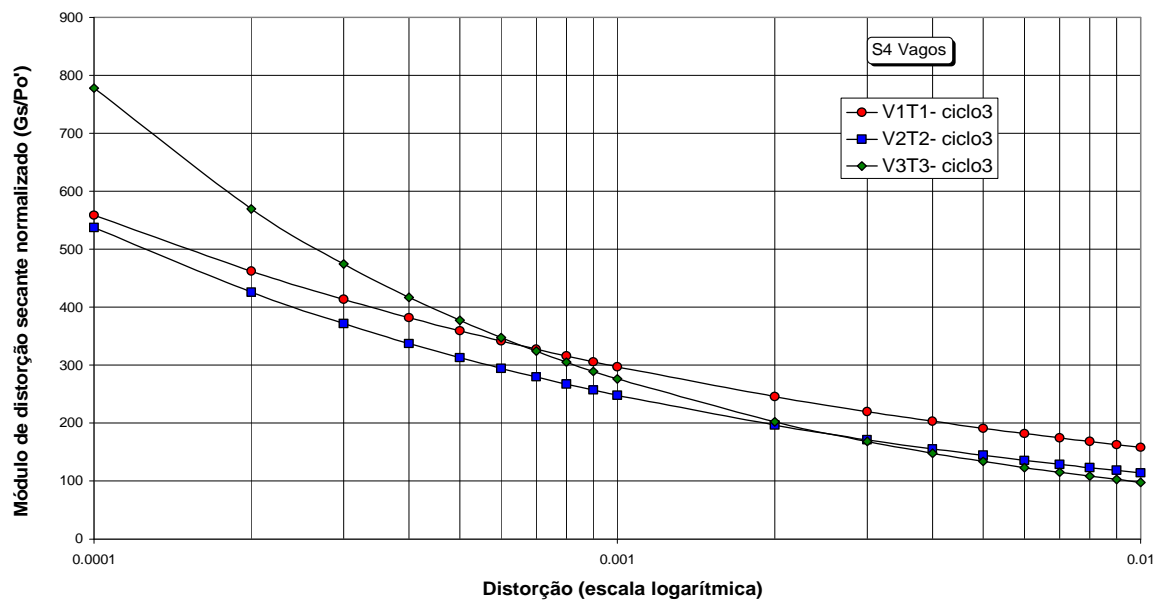


Figura 7. 56 - Variação do módulo de distorção secante normalizado com a distorção (local S4)

7.5.2.3 RESISTÊNCIA AO CORTE NÃO DRENADO

Nas Figura 7. 57, Figura 7. 58, 7. 59 e Figura 7. 60 apresenta-se a evolução em profundidade, respectivamente, da resistência não drenada, da pressão limite, da pressão na cedência e do índice de rigidez, avaliados pelos métodos utilizados nos ensaios anteriores.

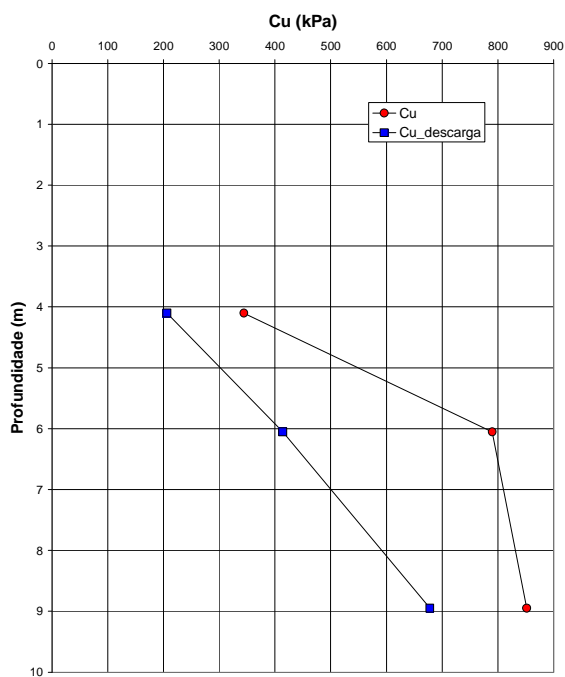


Figura 7. 57 – Variação da resistência não drenada com a profundidade (local S4)

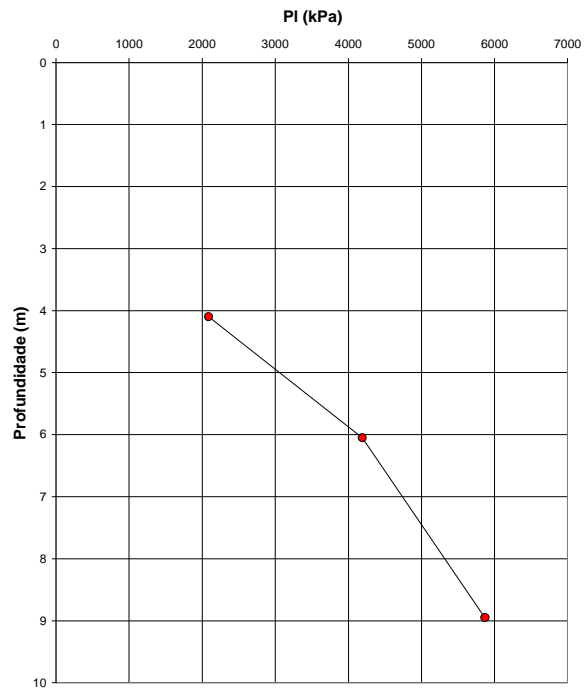


Figura 7. 58 - Variação da pressão limite com a profundidade (local S4)

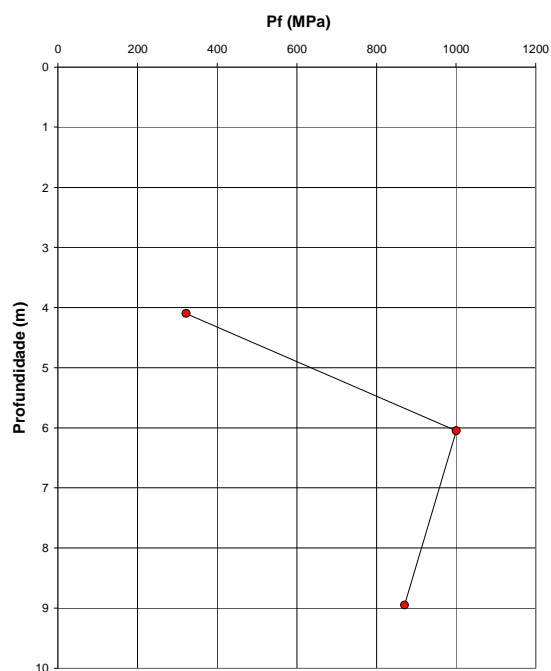


Figura 7. 59 – Variação da tensão de cedência com a profundidade (local S4)

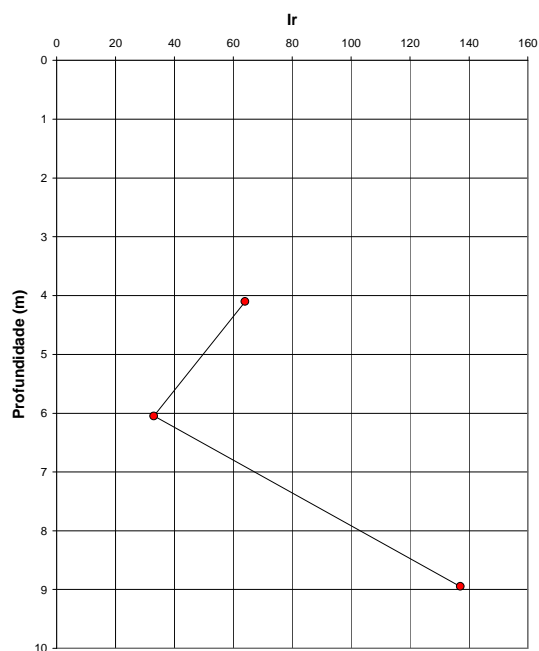


Figura 7. 60 - Variação do índice de rigidez com a profundidade (local S4)

O Quadro VII. IV resume os resultados dos ensaios pressiométricos efectuados na no site S4-Vagos.

Quadro VII. IV - Resumo dos resultados dos ensaios pressiométricos efectuados na sondagem do local S4- Vagos

Ensaio	Profundidade (m)	Po (kPa)				Ko	Cu (kPa)		Plim (kPa)	Alpha (MPa)	Beta	Ir	Gi (MPa)	Gmin (MPa)
		Marsland and Randolph	Lift off	Modelação	Melhor estimativa		Carga	Descarga						
V1T1	4.10	157.0	127.7	157.0	108.0	1.32	344.0	206.1	2086	5.993	0.688	64	44.8	21.9
V2T2	6.05	370.5	266.0	240.0	183.2	1.51	790.0	414.2	4193	8.060	0.664	33	52.3	26.1
V3T3	8.95	410.2	297.7	410.0	410.0	2.29	852.0	678.0	5871	23.414	0.673	137	152.4	117.1

Finalmente apresenta-se, a comparação entre a curva experimental e a curva teórica (Figura 7. 61) referente ao ajuste obtido para o primeiro ensaio deste local, ensaio V1T1.

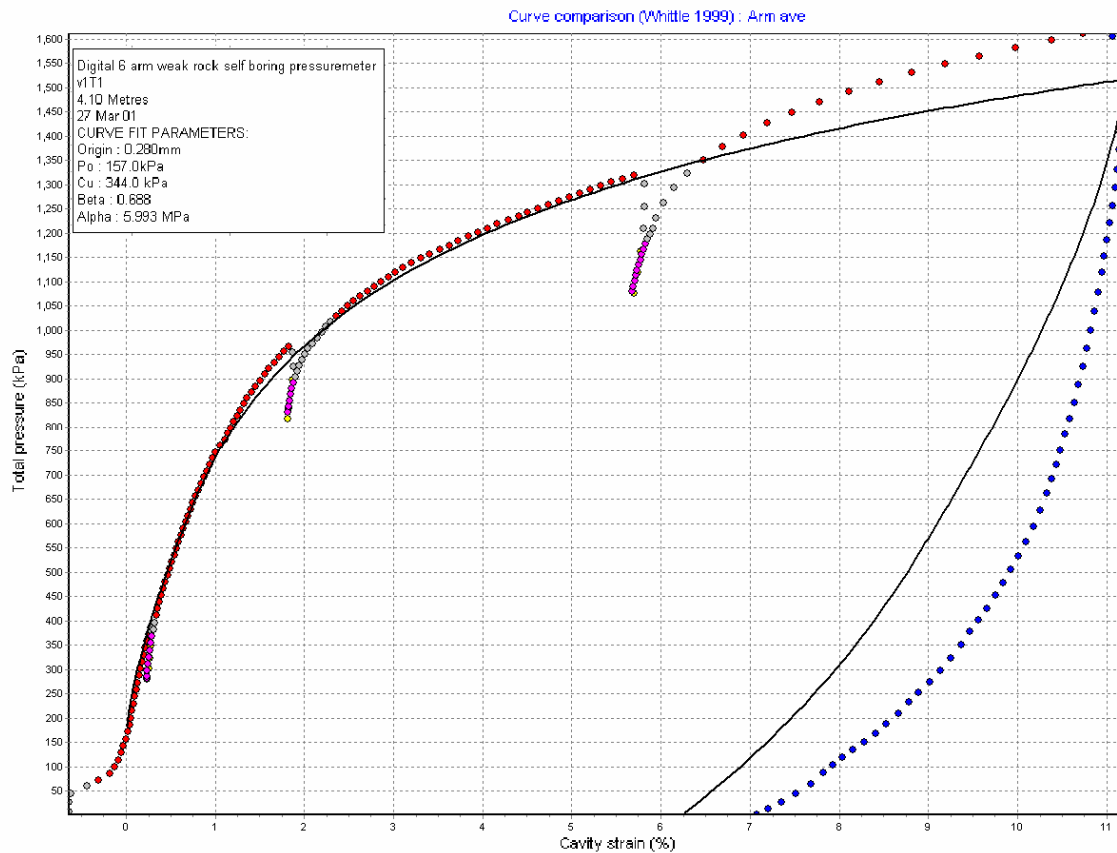


Figura 7. 61 - Comparação entre curva experimental e curvas modelada
(Ensaio E1T1 S4- Vagos)

7.6 ENSAIOS LABORATORIAIS

Os ensaios laboratoriais apresentam como principal vantagem a possibilidade de pesquisar o comportamento de um determinado material sob condições bem controladas e conhecidas. No entanto, a qualidade dos resultados é altamente dependente, não só dos meios de ensaio utilizados, mas, particularmente, da qualidade das amostras disponíveis.

Neste trabalho, o principal objectivo visado com a realização dos ensaios de corte em compressão triaxiais, foi o de obter a comparação, em termos de parâmetros resistentes e de deformabilidade, entre o comportamento intrínseco do solo e o comportamento do solo estruturado (tal como existe *in situ*).

Segundo Burland (1990), para avaliar o comportamento intrínseco de argilas devem usar-se amostras reconstituídas com um teor em água entre w_L e $1,5 w_L$, de preferência, $1,25 w_L$. A consolidação usada na reconstituição deve ser, preferencialmente, unidimensional.

No caso dos presentes ensaios de corte em compressão triaxial, usaram-se amostras indeformadas, provenientes de sondagem, extraídas segundo os procedimentos já apresentados no capítulo 4, e amostras remoldadas. As amostras remoldadas foram inicialmente consolidadas, de modo uniaxial, em tubos de PVC, e na fase final, já na câmara triaxial, sob compressão isotrópica. Estas amostras desestruturadas, foram obtidas a partir do solo das amostras indeformadas após agitação em água, correspondente a $1,2 w_L$, segundo a metodologia proposta por Burland (1990).

Ambas as amostras, indeformadas e remoldadas, foram ensaiadas em compressão triaxial, com consolidação isotrópica e corte não drenado, (CTCIU).

Por motivos, essencialmente, operacionais, que se prenderam com os equipamentos disponíveis, para a realização dos ensaios triaxiais, foi escolhido o nível argiloso da sondagem SB3, situado a profundidades entre 9,20 m e 10,80 m, correspondendo às amostras indeformadas 2848 e 2849, o mesmo nível argiloso onde se realizou o ensaio pressiométrico E1T1, anteriormente apresentado, e um ensaio de penetração dinâmica SPT, no qual, ao fim de 60 pancadas, se registou uma penetração de 29 cm.

O Quadro VII. V apresenta as principais características da amostra usada nos ensaios triaxiais (amostra 2848).

Quadro VII. V - Resumo das principais características da amostra 2848

Ref. ^a da amostra	Profundidade (m)	σ'_{v0} (kPa)	LL (%)	IP (%)	γ (kN/m ³)	$w_{natural}$ (%)	G_s	S_{r0} (%)	e_0
2848	9,20-9,95	180	54	34	21.3	14.6	2.65	98	0.396

Na Figura 7. 62 mostra-se a curva granulométrica da referida amostra (amostra 2848). Pode ver-se que apresenta cerca de 60% de material fino (dimensão inferior a 0,075mm, malha n.º 200 ASTM), do qual, cerca de 20% têm dimensão argilosa. A análise mineralógica por difracção de raios x, realizada sobre a fracção fina, revelou predominância de minerais argilosos esmectínicos, minerais conhecidos pela sua elevada actividade. Dai que, apesar da granulometria mais grosseira dos materiais presentes neste

local, devido à elevada actividade da fracção fina, globalmente apresentem significativa plasticidade.

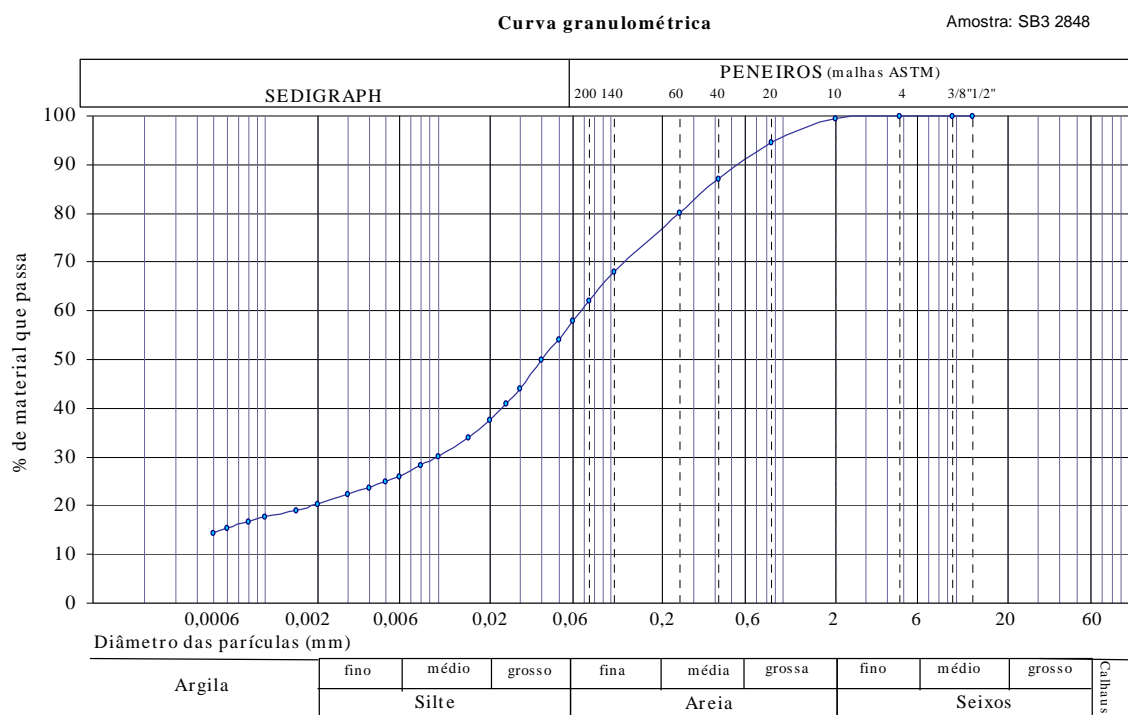


Figura 7. 62 – Curva granulométrica da amostra 2848 (local S3)

7.6.1 ENSAIOS SOBRE PROVETES DE AMOSTRA INDEFORMADA

No Quadro VII. VI apresentam-se as principais características de cada um dos provetes tratados e as respectivas tensões de consolidação.

Quadro VII. VI – Principais características dos provetes usados nos ensaios triaxiais e respectivas tensões de consolidação.

Proвете n.º	Altura h (mm)	Diâmetro D (mm)	Peso volumico γ (kN/m ³)	Teor de água w_n (%)	Peso v. seco γ_d (kN/m ³)	Grau saturação S_{r0} (%)	Índice vazios e_0	Tensões de consolidação dos ensaios triaxiais	
								$\sigma'_v = \sigma'_h$	u
								(kPa)	(kPa)
1	151	76.2	21.1	16.0	18.3	100	0.424	48	50
2	152	76.2	21.6	13.8	18.9	98	0.373	142	54
3	150	76.2	21.2	14.2	18.6	96	0.392	315	78

Durante a fase de consolidação, foram feitas sucessivas determinações experimentais de B (parâmetro de Skempton), obtendo-se valores sempre abaixo do que seria de esperar, tendo em conta os supostos graus de saturação. Seria de esperar, para amostras

próximas da saturação, valores de B próximos da unidade, no entanto tal nunca se verificou.

Define-se, B , pelo quociente,

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (7.22)$$

onde Δu é a variação da pressão intersticial, quando em condições não drenadas se aplica à amostra um pequeno aumento, $\Delta \sigma_3$, de pressão de confinamento. Durante o aumento da tensão total, $\Delta \sigma_3$, a variação de volume da amostra ΔV_s é igual à variação de volume da água intersticial, ΔV_w .

$$\Delta V_s = V_s \frac{\Delta \sigma'_3}{B_s} = V_s \frac{\Delta \sigma_3 - \Delta u}{B_s} = \Delta V_w = V_w \frac{\Delta u}{B_w} = n V_s \frac{\Delta u}{B_w} \quad (7.23)$$

onde $\Delta \sigma'_3$ é a variação da tensão efectiva, V_s é o volume inicial dos solo, B_s é o módulo volumétrico do solo, V_w o volume inicial de água, B_w o módulo volumétrico da água e n a porosidade. Usando 7.23, B vem,

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{B_s}{B_w}} \quad (7.24)$$

Próximo da saturação a água intersticial é uma mistura de água e gás, com o módulo de deformabilidade, B_w , dado por (Bardet e Sayed, 1993):

$$\frac{1}{B_w} = \frac{1}{B_{pw}} + \frac{1 - S_r}{p_B} \quad (7.25)$$

onde B_{pw} é o módulo de deformabilidade da água pura (2200 MPa), S_r o grau de saturação e p_B a "backpressure" absoluta (=101 kPa para a água à pressão atmosférica). Combinando 7.24 e 7.25 obtém-se:

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{B_s}{B_{pw}} + n \frac{B_s}{p_B} (1 - S_r)} \quad (7.26)$$

De 7.26 resulta que se o solo estiver saturado B será 1, desde que se considere a compressibilidade do solo negligenciável quando comparada com a compressibilidade da água, ou seja desde que se considere $\frac{B_s}{B_{pw}} = 0$, condição que no caso de solos fortemente estruturados e cimentados, onde as partículas do solo estão unidas por ligações rígidas, não deve ser considerada.

Efectivamente, os valores baixos de resposta da pressão intersticial registados ao fim de dois meses de consolidação, valores máximos de B entre 0,8 e 0,9, devem-se à elevada rigidez do solo e estão de acordo com os baixos coeficientes de pressão intersticial registados nos ensaios edométricos.

Concluída a consolidação, executou-se a fase de corte não drenado a uma velocidade de deformação de 0,03 mm/minuto.

A elevada linearidade das trajectórias de tensões efectivas obtidas (Figura 7. 63) sugere uma pequena importância relativa (em termos quantitativos) das pressões intersticiais geradas na fase de corte. No entanto, como se pode avaliar pela Figura 7. 65, a evolução das pressões intersticiais durante o corte são bastante claras na indicação de que se trata de um material sobreconsolidado.

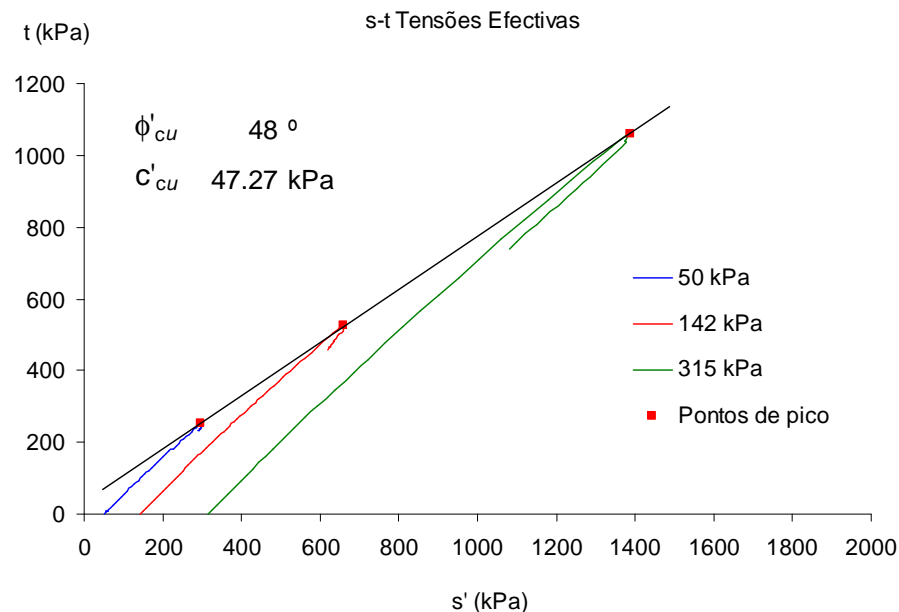


Figura 7. 63 - Trajectórias de tensões efectivas, no diagrama s'-t

$$(s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \text{ e } t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2})$$

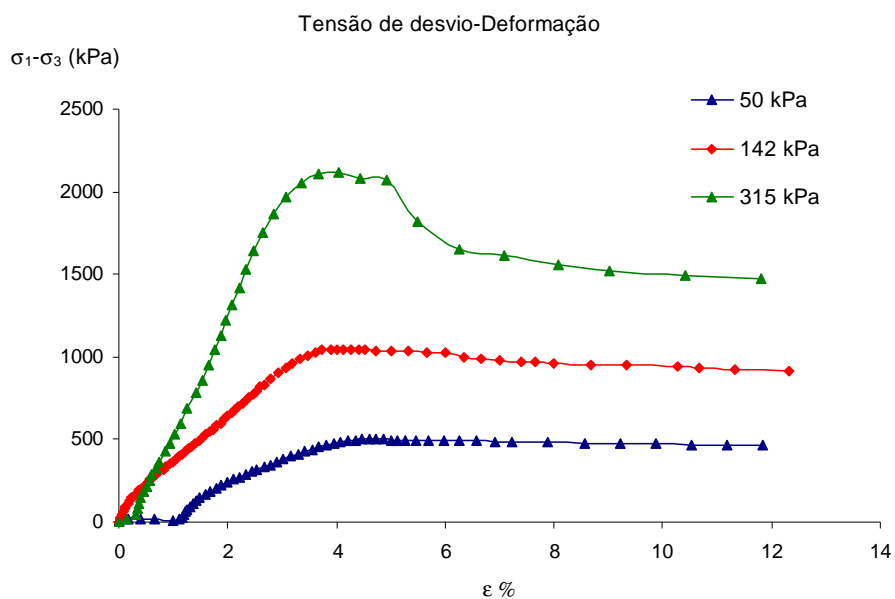


Figura 7. 64 - Deformação axial *versus* tensão de desvio, para três diferentes tensões efectivas de consolidação

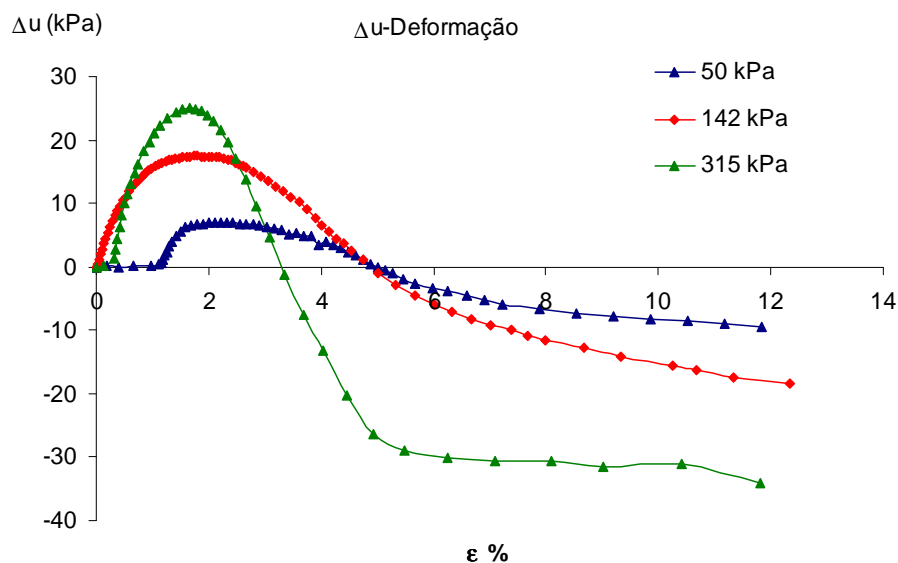


Figura 7. 65 - Variação da pressão intersticial com a deformação, para as três tensões de consolidação

Durante o corte, o solo apresenta uma tendência inicial para contracção, reflectida pelo aumento das pressões intersticiais, à qual se segue uma tendência dilatante (Figura 7. 65). Este comportamento das pressões intersticiais, assim como a existência de tensões de desvio de pico (Figura 7. 64) às quais se seguem tensões desvio residuais, claramente mais baixas, é indicativo, em ensaios não drenados de argilas, de comportamento sobreconsolidado.



Foto 1

Foto 2

Foto 3

Foto 4

Figura 7. 66 – Fotografias do provete n.º 3 (amostra 2848) na preparação para o ensaio (fotos 1 e 2) e após o ensaio (fotos 3 e 4)

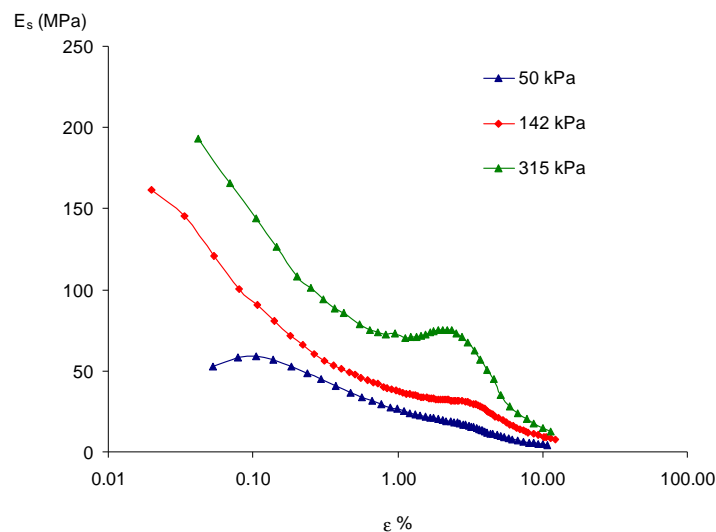


Figura 7. 67 – Variação do módulo de deformabilidade secante com a deformação axial

Na Figura 7. 67 apresenta-se a variação do módulo de deformabilidade secante, E_s , com a deformação axial, ϵ , para três diferentes tensões de consolidação. Da figura ressalta a dependência deste parâmetro do nível de deformação e da tensão de confinamento, que se traduz também na evolução em profundidade. No Quadro VII. VII apresentam-se os módulos de deformabilidade obtidos para diferentes níveis de deformação axial. As extensões apresentadas devem ser lidas com a reserva inerente ao facto de serem extensões medidas externamente, que, como se sabe são valores médios das extensões reais.

Quadro VII. VII – Módulos de deformabilidade máximos, para 0,1% de extensão axial e para 1% de extensão axial, obtidos para três diferentes níveis de consolidação inicial

Proвете n.º	σ_3 no início do ensaio (kPa)	$E_{\text{máximo}}$ (MPa)	$E_{\varepsilon=0.1\%}$ (MPa)	$E_{\varepsilon=1.0\%}$ (MPa)
1	48	59	59	26
2	142	161	91	37
3	315	193	144	73

7.6.2 ENSAIOS SOBRE PROVETES RECONSTITUÍDOS

No Quadro VII. VIII apresentam-se as principais características e as condições de consolidação dos provetes remoldados - provetes obtidos a partir do material desestruturado por agitação, com $1,2W_L$, ou seja, com um teor de água de 65%.

Quadro VII. VIII – Principais características dos provetes remoldados usados nos ensaios triaxiais e respectivas tensões de consolidação.

Proвете n.º	Altura h (mm)	Diâmetro D (mm)	Peso volúmico γ (kN/m ³)	Teor de água w_n (%)	Peso v. seco γ_d (kN/m ³)	Grau saturação S_{r0} (%)	Índice vazios e_0	Tensões de consolidação dos ensaios triaxiais	
								$\sigma'_v = \sigma'_h$	u
								(kPa)	(kPa)
1	151	76.2	21.1	16.0	18.3	100	0.424	25	25
2	152	76.2	21.6	13.8	18.9	98	0.373	110	33
3	150	76.2	21.2	14.2	18.6	96	0.392	242	72

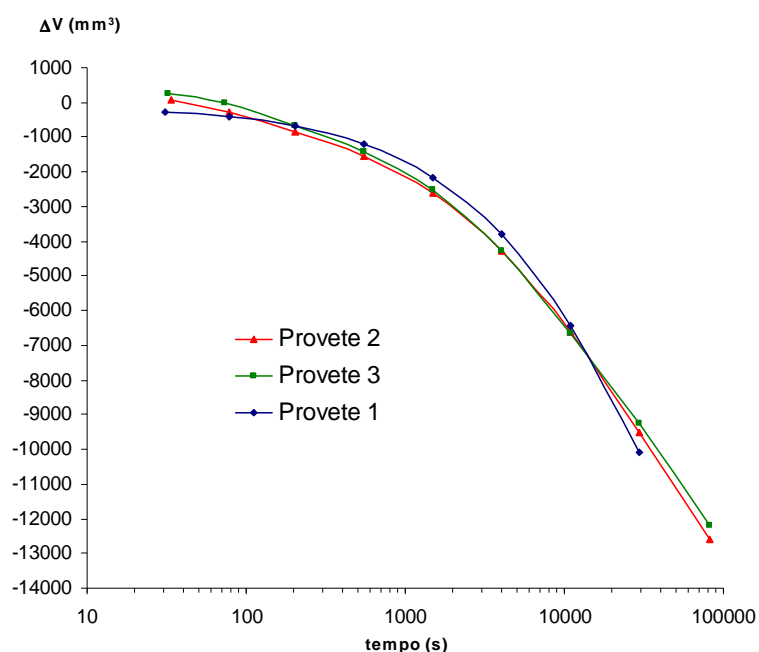


Figura 7. 68 - Variação volumétrica dos provetes durante a consolidação isotrópica

Como foi já referido a consolidação dos provetes remoldados foi uniaxial (do tipo edométrico) até à sua instalação na câmara triaxial, onde a consolidação foi isotrópica. Na Figura 7. 68 apresentam-se as variações volumétricas dos provetes durante a consolidação isotrópica.

Tal como nas amostras indeformadas, a fase de corte não drenado decorreu a uma velocidade de deformação de 0,03 mm/minuto.

Nos provetes remoldados, as trajectórias de tensões efectivas obtidas apresentam uma elevada curvatura para a esquerda (Figura 7. 69), consequência das significativas pressões intersticiais geradas durante o corte - trajectórias condizentes com o comportamento normalmente consolidado das amostras remoldadas.

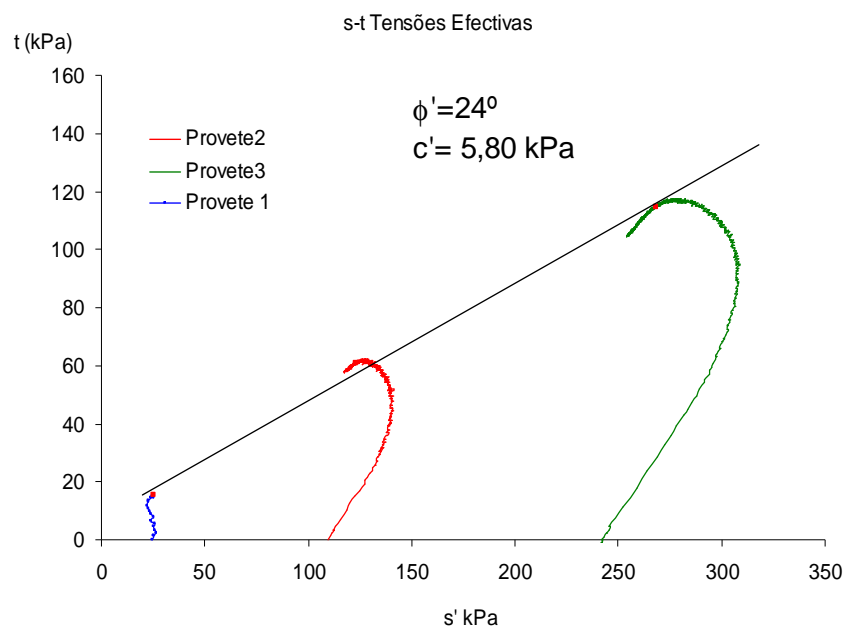


Figura 7. 69 - Trajectórias de tensões efectivas

Como se pode avaliar pelas Figura 7. 70 e Figura 7. 71, nas amostras remoldadas deixa de existir um pico nos diagramas da tensão de desvio *versus* deformação e a tendência do solo durante o corte é para a contracção. Fica pois bem claro que a tendência dilatante que o solo indeformado apresenta advém da sobreposição de efeitos diagenéticos às propriedades intrínsecas do solo. Esses efeitos pós-deposicionais traduzem-se em arranjos estruturais e ligações rígidas entre partículas. Como algumas dessas ligações adquirem resistência ao corte superior à resistência intrínseca ao material, esse efeito

traduz-se num acréscimo de resistência que é necessário vencer para romper esses “grânulos”.

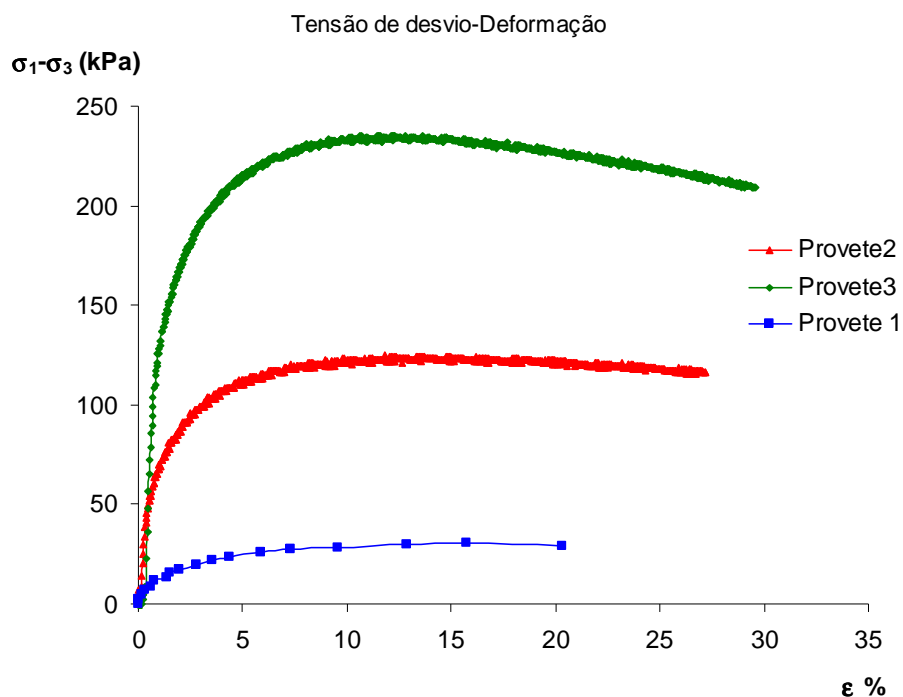


Figura 7. 70 - Deformação axial *versus* tensão de desvio, para três diferentes tensões efectivas de consolidação

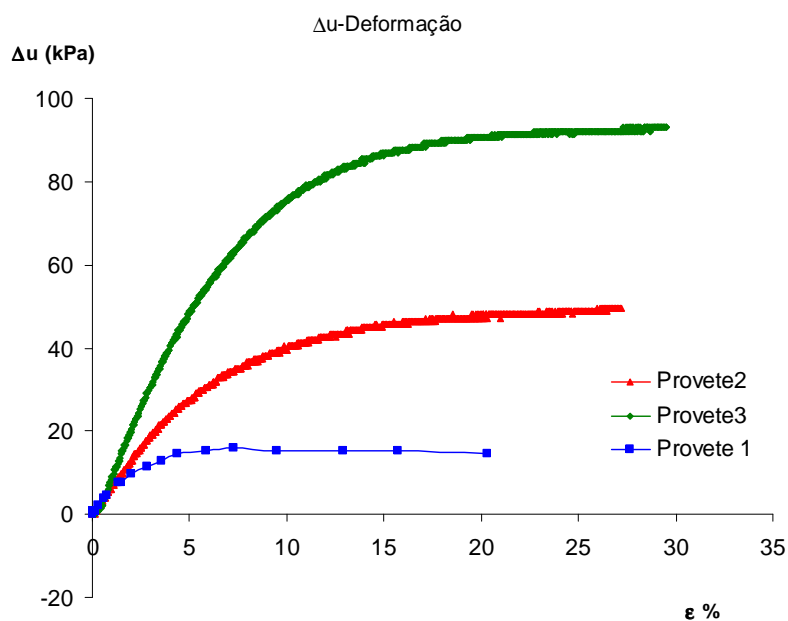


Figura 7. 71 - Variação da pressão intersticial com a deformação, para as três tensões de consolidação

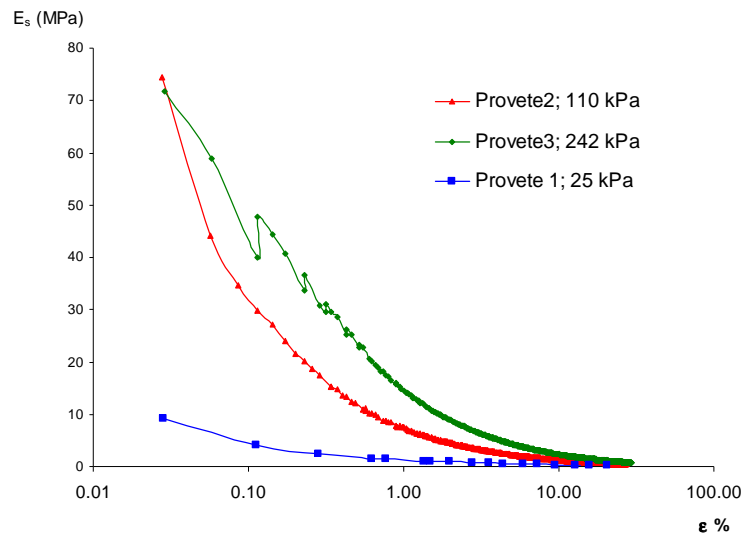


Figura 7. 72 - Evolução dos módulos de deformabilidade secante com a deformação

Também os módulos de deformabilidade do material remoldado são bastante inferiores aos do material indeformado, continuando a depender da tensão efectiva de confinamento (Figura 7. 72). No entanto, neste caso, a normalização dos módulos de deformabilidade secantes pela tensão efectiva de confinamento é mais clara, especialmente, para os maiores níveis de deformação (Figura 7. 73). De referir que, também aqui as medições dos deslocamentos foram feitas externamente.

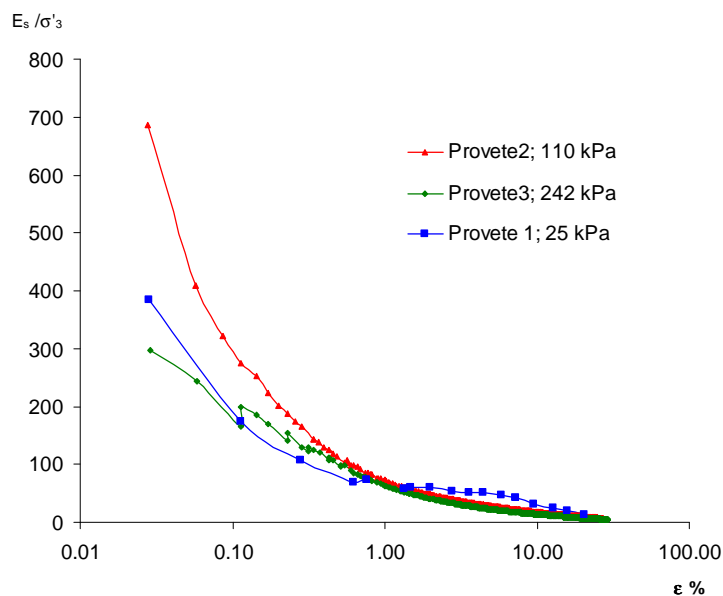


Figura 7. 73 - Evolução dos módulos de deformabilidade secantes normalizados com a deformação

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES

O trabalho que agora se conclui procura de alguma forma contribuir para um melhor conhecimento das propriedades geotécnicas e geomecânicas dos materiais geológicos da Formação *Argilas de Aveiro*, materiais que constituem o horizonte de fundação de muitas estruturas construídas na região de Aveiro-Ílhavo-Vagos.

Os principais aspectos decorrentes do trabalho realizado foram sendo expostos ao longo da dissertação. Neste capítulo procura-se sintetizar as principais conclusões retiradas do estudo efectuado.

No que concerne ao enquadramento geológico e às características mineralógicas dos materiais estudados, podemos salientar o seguinte:

- ✧ Apesar das relações entre aspectos geológicos, mineralógicos, geotécnicos e geomecânicos serem sempre muito difíceis de definir, parece indubitável que a composição mineralógica e a história geológica determinam, em grande medida, os comportamentos geotécnicos e geomecânicos dos materiais estudados;
- ✧ A composição textural das Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos varia, quer lateral, quer verticalmente, coexistindo em cada local níveis mais argilosos, níveis mais siltosos e níveis mais arenosos. No entanto, pode definir-se uma tendência geral, de aumento do teor da fracção argilosa nos sectores mais a Sul e de aumento do teor da fracção arenosa nos sectores mais a Este;
- ✧ Entre o topo da formação “Argilas de Aveiro” e as unidades sobrejacentes, ou seja, no limite Cretácico-Terciário, ocorre um hiato sedimentar a que está associada uma paleosuperfície erosiva. Nesse período predominaram processos erosivos que sulcaram o topo das AAIV dando origem a intrincada rede de canais, alguns com

significativa profundidade. Estes paleocanais foram posteriormente preenchidos pelos depósitos das unidades seguintes. O comportamento mecânico das “Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos” é muito contrastante com o comportamento dessas camadas subjacentes, especialmente, quando são arenosas ou lodosas. A existência dum paleorelevo no topo do Cretácico é assim um dos aspectos mais importantes a ter em conta quando se pretende utilizar o topo das AA/V como horizonte de fundação, por ser muito irregular e imprevisível a sua profundidade. Este aspecto deve ser considerado na elaboração dos planos de prospecção, especialmente, nos sectores Central e Ocidental da bacia, onde o Cretácico é mais carbonatado e mais rijo e onde ocorrem os materiais de cobertura mais brandos;

- ✎ Algumas propriedades das argilas, tais como: coesão, capacidade de troca iónica, granulometria, superfície específica, plasticidade ou expansibilidade, são fortemente dependentes das relações físico-químicas que se estabelecem nos minerais argilosos, bem como, dos mecanismos de interacção das partículas de argila com a água. No entanto, é a estrutura das argilas (combinação de “fabric” com as forças interpartículas) que determina a expressão dessas propriedades no comportamento mecânico observado.

No que se refere à prospecção e amostragem efectuada no âmbito da tese, importa salientar o seguinte:

- ✎ A campanha de amostragem realizada demonstrou o ajuste dos equipamentos e dos procedimentos ao tipo de materiais em colheita. Usaram-se métodos de amostragem da melhor categoria (categoria A da prEN ISO 22475-1:2003E), no sentido de obter, nos materiais do Cretácico, para os quais foi vocacionada a campanha, amostras da melhor classe de qualidade (classe 1, de acordo com a prEN 1997-2);
- ✎ A quantidade e a qualidade da amostragem obtida podem considerar-se muito satisfatórias. Conseguiram-se boas percentagens de recuperação, principalmente, nos materiais geológicos do Cretácico. Foram realizados 63 metros de sondagem, dos quais, cerca de 46 metros foram nas *Argilas de Aveiro* e desses 46 metros de perfuração obtiveram-se cerca de 40 metros de amostras, que segundo a prEN 1997-2 se podem classificar entre as classes 1 e 5, sendo que, cerca de 66% dessas amostras pertenceram às classes 1 e 2 da referida norma;

- ✎ O local mais difícil de amostrar foi o local mais arenoso, (local S3). A significativa dimensão dos “cuttings” constituídos em grande parte por grãos de areia desagregados pelo “bit”, levou à necessidade de usar, neste local, um fluido de circulação com maior capacidade de transporte. Optou-se então por uma lama à base de polímero comercial biodegradável que se revelou bastante eficiente, o que se traduziu na melhoria significativa da qualidade das amostras e na percentagem de recuperação.
- ✎ Embora não tenha sido feito qualquer estudo laboratorial específico para avaliar o grau de perturbação das amostras ensaiadas, a inspecção visual e os resultados dos ensaios realizados sugerem que a qualidade das amostras foi preservada durante o período de armazenamento;

O capítulo 5 trata, de um modo muito sintético e a uma escala regional, algumas das principais características geológico-geotécnicas, especialmente, sob os pontos de vista da textura, da mineralogia e das propriedades físicas e geotécnicas correntes. Neste capítulo faz-se uma apresentação, não só descritiva, mas também, interpretativa, dessas propriedades em cada local (Estação) estudado e da sua evolução ao longo de dois perfis longitudinais à bacia. Pensa-se ser uma ferramenta importante para o enquadramento geológico-geotécnico da região, para algumas decisões de planeamento e para apoiar a elaboração de planos de prospecção geológico-geotécnicos de maior pormenor.

A respeito do estudo da compressibilidade dos solos de um modo geral, e das argilas duras em particular, apresentam-se no capítulo 6 considerações importantes, algumas das quais foram, posteriormente, confrontadas com os resultados do estudo laboratorial das *Argilas de Aveiro*. Algumas dessas conclusões foram:

- ✎ Na compressibilidade dos materiais a sua história diagenética tem um papel primordial. Os processos diagenéticos que se desenvolvem com o soterramento dos sedimentos são controlados por factores químicos e físicos, desempenhando a consolidação um papel da maior relevância. As principais componentes minerais intervenientes na diagénese são: os carbonatos, os minerais argilosos, a sílica e os hidróxidos/óxidos de ferro. O desenvolvimento destas fases, no seio dos materiais em consolidação, leva ao aparecimento de cimentos, respectivamente, de natureza carbonatada, siliciosa e ferruginosa;

CONCLUSÕES

- ✧ Não se deve considerar a tensão de pré-consolidação igual à tensão de cedência experimentalmente obtida, uma vez não ser possível reproduzir o carregamento real a que a amostra foi submetida;
- ✧ Existem vários factores que causam efeitos semelhantes aos da sobreconsolidação, mas que não são efectivamente processos de sobreconsolidação, já que neles não participa, necessariamente, uma tensão efectiva vertical, σ'_p , superior à tensão efectiva de repouso, σ'_{v0} . Existe sim uma tensão de cedência, σ'_y , que por processos de precipitação química (solos sedimentares) ou de alteração físico-química (solos residuais) é elevada a níveis superiores aos de σ'_{v0} ;
- ✧ Não é possível estabelecer correlações únicas entre as variações volumétricas e as propriedades directamente relacionadas com o tipo e o teor de minerais argilosos, devido à dependência do comportamento do estado inicial do solo e de outros factores ambientais. Assim, os factores composicionais constituem um importante guia na previsão da magnitude das variações volumétricas. No entanto, a real quantificação dessas variações terá sempre por base a execução de ensaios sobre amostras indeformadas, em apropriadas condições físico-químicas;
- ✧ Quando se analisam curvas de compressibilidade de argilas duras, obtidas de ensaios edométricos convencionais (de baixas tensões), verifica-se que, ao contrário do que acontece nos ensaios edométricos sobre argilas brandas, nas argilas duras não há uma evidente passagem do ramo sobreconsolidado para o ramo normalmente consolidado da curva. É sim visível, na gama de tensões usadas no ensaio de consolidação clássico, uma variação gradual e contínua da curvatura. Esta e outras evidências levam a que os ensaios edométricos de baixa pressão sejam de reduzida aplicabilidade a argilas duras. Nestas argilas é muito provável que a tensão de pré-consolidação, ou mais precisamente, a tensão de cedência, esteja para além da máxima tensão usada no ensaio convencional. Mais interessantes, para a caracterização da compressibilidade de argilas duras, são os ensaios de alta pressão, os quais permitem a estimativa da tensão de cedência e, como tal, estabelecer a fronteira entre o comportamento sobreconsolidado e o comportamento normalmente consolidado;
- ✧ Para a caracterização da consolidação deste tipo de argilas fortemente sobreconsolidadas, e no âmbito do presente trabalho, foi concebido, projectado e desenvolvido um edómetro de alta pressão. Este equipamento permitiu a realização de

ensaios sobre amostras das argilas em estudo, cujos resultados se revelaram de elevado potencial de interpretação;

- ☞ Uma conclusão importante que se pode retirar dos ensaios realizados, é que neste tipo de materiais, apenas uma pequena parcela da tensão vertical imposta ao solo é transferida para a água intersticial. Verifica-se, também, que há uma tendência para a diminuição gradual da razão de pressão intersticial à medida que se aumenta o nível de tensão vertical aplicado. Por outro lado, o tempo para o qual acontece a máxima relação de poropressão aumenta à medida que aumenta a tensão aplicada. Quando se comparam as pressões intersticiais desenvolvidas em carga com as pressões desenvolvidas na primeira recarga, verifica-se que na recarga há uma redução significativa das pressões intersticiais desenvolvidas e uma tendência para aumentar o tempo para a instalação dessas pressões intersticiais. Verifica-se, também, que os assentamentos e a razão de pressão intersticial que se geram dependem do valor da tensão máxima aplicada no ciclo anterior. Na descarga, o comportamento é semelhante ao observado para os escalões de primeiras cargas, ou seja, os coeficientes de pressão intersticial diminuem para os incrementos de tensão maiores e o tempo para o qual se registam as maiores pressões de sucção aumenta à medida que aumentam os incrementos de descarga;

No que respeita ao estado de tensão *in situ*, à deformabilidade e à resistência ao corte dos materiais estudados, são de referir os seguintes aspectos:

- ☞ O ensaio SBPT é, possivelmente, o melhor método para determinar directamente os parâmetros mecânicos do solo *in situ*. No entanto, é irrealista pensar que o pressiómetro fornece sempre parâmetros do maciço não perturbado. Porém, se forem seguidos procedimentos de instalação cuidadosos, nenhum outro ensaio de avaliação directa fica tão perto do estado indeformado. O grau de perturbação causado varia com a técnica de perfuração e com as características do maciço. No caso dos ensaios na configuração de rochas brandas, pela dificuldade de penetração do aparelho, é inevitável que haja sempre alguma perturbação;
- ☞ Escolheram-se três locais para realizar testes com o pressiómetro autoperfurador (S1- Universidade, S3- Quinta do Fandango e S4- Vagos) realizando-se, em cada um deles, três ensaios. O local S3 foi aquele onde os ensaios se revelaram de mais difícil execução, contrariamente, o local S4 foi onde a execução dos ensaios foi mais fácil;

CONCLUSÕES

- ✧ Atendendo aos ensaios pressiométricos realizados no local S1-Universidade, a camada argilosa, que se desenvolve entre os 3,8 m e os 5,0 m de profundidade, onde se realizou o primeiro ensaio SBPT, tem um comportamento geomecânico muito diferente das outras duas camadas, mais profundas. Apresenta menor rigidez, menor resistência ao corte e, sobretudo, uma significativa diferença no coeficiente de impulso em repouso, o que sugere uma muito menor sobreconsolidação, ou seja, uma deposição muito mais recente;
- ✧ Analisando os valores de K_0 obtidos verifica-se que, em todos os locais, os valores deste parâmetro são, sistematicamente, menores no ensaio mais superficial, e que, nos dois ensaios seguintes os valores são muito semelhantes. Não apresentando K_0 uma correlação aparente com o suposto valor de OCR;
- ✧ Ao contrário de K_0 , os valores de razão de tensão de cedência (YSR) apresentam uma clara dependência dos valores de OCR, no entanto, com os dados disponíveis, não é possível tecer considerações sobre a sua evolução em profundidade;
- ✧ Com excepção do primeiro estrato argiloso do local S1, as resistências ao corte e as pressões limite são maiores no local S1 (mais siltoso e margoso), intermédias no local S3 (mais arenoso) e menores no local S4 (mais argiloso).
- ✧ Os módulos de distorção e o índice de rigidez diminuem em profundidade no local S3, mas, nos restantes locais dependem da camada ensaiada;
- ✧ Os ensaios laboratoriais confirmaram a existência de um comportamento fortemente sobreconsolidado, pois a tendência dilatante que o material indeformado apresenta durante o corte não drenado é completamente eliminada com a desestruturação da amostra. Conforme inicialmente suposto, parte significativa da resistência ao corte do material advém da sua estruturação;
- ✧ Comparando a resistência ao corte não drenado obtida nos ensaios triaxiais (Am2848) e a resistência ao corte obtida *in situ* através do pressiómetro autoperfurador (Ensaio E1T1), para a mesma gama de tensões de confinamento, verifica-se que os valores obtidos em laboratório são ligeiramente inferiores;
- ✧ Analisando as propriedades geotécnicas correntes, expostas no Capítulo 5, e os ensaios de resistência e deformabilidade apresentados no Capítulo 7, somos levados a

crer que os três locais escolhidos para os ensaios *in situ* com pressiómetro autoperfurador, representam, três dos mais distintos comportamentos geomecânicos existentes na área estudada.

A experiência obtida com o desenvolvimento deste trabalho, excede em larga medida aquilo que é transponível para a monografia, foi um caminhar árduo mas gratificante, num emaranhado de possibilidades. Desde a escolha dos locais de prospecção até ao texto final, houve sempre muitas interrogações e uma singular certeza, um objectivo, contribuir com uma metodologia de estudo fenomenológico do comportamento mecânico das Argilas de Aveiro-Ílhavo-Vagos, capaz de responder a algumas das principais questões com que o projecto geotécnico se depara quando intercepta esta formação.

Algumas questões inicialmente colocadas foram respondidas outras carecem de mais estudos. A continuação dos estudos deverá passar pela combinação de métodos indirectos geofísicos, de ensaios *in situ* e de ensaios laboratoriais. Devem continuar os ensaios edométricos de alta pressão a fim de firmar esse procedimento. Os ensaios de corte em compressão triaxial, deverão ter instrumentação local, e serem executados em dispositivos que permitam repor as condições iniciais, dadas pelos ensaios *in situ* e deverão ter diferentes trajectórias de tensões.

BIBLIOGRAFIA

- Almeida, M. S; Martins, I. S; Carvalho, S. R. (1995) – Constant rate of strain consolidation on very soft clays. Proceedings of the international symposium on compression and consolidation of clayey soils. Hiroshima, Japan. Yoshikuni & Kusakabe (eds). Balkema, Rotterdam. Vol.1. Pp 9-14.
- Armour, D; Drnevich, V. (1986) – Improved Techniques for the Constant-Rate-of-Strain Consolidation Test. Consolidation of Soils. Testing and Evaluation. ASTM Special Technical Publication 892. Yong and Townsend editors. ASTM, Philadelphia, Pp 170-183.
- ASTM D 2435-96 (1996) – Standard test method for one dimensional consolidation properties of soils. America Society for Testing and Materials.
- ASTM D-2487-93 (1993) - Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). America Society for Testing and Materials.
- ASTM D 4186-82 (1982) – Standard test method for one dimensional consolidation properties of soils using controlled strain loading. America Society for Testing and Materials.
- Australian Drilling Industry Training Committee (1996) – Drilling: The manual of Methods, Applications, and Management. 4th edition. Australian Drilling Industry Training Committee Lda. Lewis Publishers, New York. 615p.
- Baligh, M. (1985) – Strain path method. Journal Geotechnical Division, American Soc. Civ. Engrs., 111 (GT9), pp. 1108-1136.
- Baligh, M.; Azzouz, A.; Chin, C. (1987) – Disturbance due to ideal tube sampling. Journal Geotechnical Division, American Soc. Civ. Engrs., 113 (GT7), pp. 739-757.
- Barbosa, B. (1981) – Carta Geológica de Portugal , 1/50000. Notícia explicativa da Folha 16-C, Vagos. Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa.

BIBLIOGRAFIA

- Barbosa, B. (1985) – Ao sedimentos da coluna Cretácica de Aveiro-Vagos. Análise da evolução granulométrica, mineralógica, e química aplicada às argilas para fins cerâmicos. Est., Not. e Trab., S.F.M., XXV, pp. 99-104.
- Bardet, J. P. (1997) – Experimental soil mechanics. Prentice Hall. New Jersey. 584p.
- Bardet, J. P.; Sayed, H. (1993) – Velocity and attenuation of compressional waves in nearly saturated soils, Soil Dyn. Earthquake Eng., Vol. 12, N° 7, pp. 391-402.
- Benta, A.; Cardoso, C.; Caldeira, L. (2006) - Amostragem de Argilas Duras da Formação “Argilas de Aveiro” com Recurso a Sondagens Rotativas com Carotagem. III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. Curitiba. Paraná. Brasil.
- Benta, A.; Emílio, F. T.; Caldeira, L. (2002) – Novo Sistema Edométrico do LNEC, 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Abril de 2002. Vol. 2 Pg 427-438.
- Benta, A.; Gomes, C.; Cardoso, C.; Rocha, F. (2000) - Distinctive geomechanical properties of soils developed on the same geologic formation and located in the urban area of Aveiro, Portugal. Proceedings of the 1st Latin American Clay Conference, Funchal 2000, Vol II, pp 310-316.
- Bernardes, C. M. A. (1986) – A Sedimentologia dos Depósitos do Cretácico Superior Entre Aveiro e Mira (Portugal). Provas de aptidão pedagógica e capacidade científica. Departamento de Geociências. Universidade de Aveiro. Aveiro. 61 pg.
- Bernardes, C. M. A. (1992) – A sedimentação durante o Jurássico superior entre o Cabo Mondego e o Baleal (Bacia Lusitaniana): Modelos deposicionais e arquitectura sequencial. Tese, Universidade de Aveiro, 261 p.
- Bernardes, C; Corrochano, A. (1987) – A sedimentologia da “Formação Arenitos e Argilas de Aveiro” – Cretácico superior, Bacia Ocidental Portuguesa. Geociências, Ver. Univ. Aveiro, 2 (1-2), pp. 9-26.
- Berthou, P. (1984) – Resume synthetique de la stratigraphie et de la paleogeographie du cretace moyen et superieur du bassin occidental portugais. Geonovas n.º7, pp 99-120.

- Boillot, G; Malod, J. (1988) – Évolution géologique de la marge ouest-ibérique. *Ciências da Terra (UNL)*, 5, pp. 215-222.
- Bolton M.D. and Whittle R.W. (1999), A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests, *Géotechnique* 49, No. 1, pp. 133-141.
- BS 5930 (1999) - Code of practice for site investigations. British Standards Institute (1999).
- Burland, J. B. (1990) – On compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, Vol. 40. N.º3, pp329-378.
- Castro, E. (1974a) – Fenómenos de Superfície nos Solos. Ligações Entre Fases. In *Mecânica dos Solos – Conceitos Fundamentais*, Curso 110-1. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. pp 59-74.
- Castro, E. (1974b) – Expansibilidade, Capilaridade e Sucção. In *Mecânica dos Solos – Conceitos Fundamentais*, Curso 110-1. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. pp 81-102.
- Chandler, R.; Harwood, A.; Skinner, P. (1992) – Sample disturbance in London Clay. *Géotechnique* 42, n.º4, pp 577-585.
- Chin, C (1986) – Open-end pile penetration in saturated clays. PhD thesis, MIT, Cambridge, Massachusetts. USA.
- Choffat, P. (1900) – Recueil de monographies stratigraphiques sur le system crétacique du Portugal. Deuxième étude: Le crétacique supérieur au Nord de Tage. *Mem. Dir. Serv. Geol. Portugal*, pp 201-235.
- Church, R. (2001) – Effects of sampling disturbance on the engineering properties of soils. *Advanced Soil Mechanics*. ECI-281A. (Internet document). 13p.
- Clayton, C.; Hight, D.; Hopper, J. (1992) – Progressive destructuring of Bothkennar clay: Implications for sampling and reconsolidation procedures. *Géotechnique*, 42, N.º2, pp. 219 – 239.

BIBLIOGRAFIA

- Clayton, C. R. I.; Matthews, M. C.; Simons, N. E. (1995) – Site investigation. Second edition. Blackwell science Lda. U. K. 584p.
- Clayton, C.; Siddique, A.; Hopper, J. (1998) – Effects of sampler design on tube sampling disturbance – numerical and analytical investigations. *Géotechnique*, 48, N.º6, pp. 847 – 867.
- Clarke, B. G. (1989) – Consolidation characteristics of clays from self-boring pressuremeter tests. *Proc. 24th Ann Conf. of Eng. Group on Field Testing in Engineering Geology*.
- Clarke, B. G. (1992) – Cambridge type self-boring pressuremeters and their application in site investigations for design. *Comunicação ao Seminário Internacional de Ensaio In-situ. Laboratório Nacional de Engenharia Civil / Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Comité Técnico de Pressiómetros e Dilatómetros (TC-27) da ISSMFE. Lisboa, Maio de 1992. 20p.*
- Clarke, B. G.; Allan, P. (1989) – A self-boring pressuremeter for testing weak rock. *Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engng. Vol. 1*, pp 211-213.
- Dalton, J.C.P., Hawkins, P.G.(1982) - "Fields of Stress, some measurements of the in-situ stress in a meadow in the Cambridgeshire countryside". *Ground Engineering Vol. 15, No. 4* pp 12 -23.
- Ducasse, P; Mieussens, C; Moreau, M; Soyez, B. (1985) – Oedometric Testing in the Laboratoires des Ponts et Chaussées, France. *Consolidation of Soils. Testing and Evaluation. ASTM Special Technical Publication 892. Yong and Townsend editors. Philadelphia*, pp 282-298.
- Eitner, V; Stolben, F.; Katzenbach (2004) – International and European standards on geotechnical investigation and testing for site characterisation. *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation. Porto, 2004. Viana da Fonseca & Mayne eds., Millpress, Rotterdam*, pp 307-313.
- EN 791 (1995) - Drill Rigs – Safety. European Committee for Standardization.
- Esquevin, J. (1969) – Influence de la composition chimique des argiles sur la cristallinité. *Bull. Centre Rech. Pau-S.N.P.A.*, 3, pp. 147-154.

- Fernandes, M. M. (1994) – Mecânica dos Solos, Volume 1 (reimpressão 2000). FEUP - UP. Porto.
- Folque, J. (1988) – Modernas tendências nas técnicas de ensaio em mecânica dos solos. ICT Informação técnica geotecnia ITG 15. Laboratório Nacional de Geotecnia. Lisboa. 24p.
- Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. e Manassero, M. (1989), Limit Pressure of Pressuremeter Tests, Proc. of 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 223-226.
- Gibson, R.E. e Anderson, W.F. (1961), In situ measurement of soil properties with the pressuremeter, Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 56, No. 658, pp 615-618.
- Gillott, J. E. (1987) – Clay in Engineering Geology. Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 41. Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam. 468p.
- Gomes, A. T. (1998) – Túneis Urbanos Sujeitos a Solicitações Não Uniformes. Dissertação para obtenção do grau de mestre em estruturas de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 150p.
- Gomes, C. S. F. (1988) – Argilas. O que são e para que servem. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa. 457p.
- Gomes, C. S. F. (1990) – Minerais Industriais, Matérias Primas Cerâmicas. Instituto Nacional de Investigação Científica. Aveiro. 247p.
- Gomes, C.; Rocha, F; Delgado, H. (1994) – Present stage of the mineralogical and geochemical studies of cenozoic sediments from the Aveiro lagoon and adjacent littoral areas. GAIA Ver. de Geociências. Mus. Nac. de História Natural. Universidade de Lisboa. N.º8, pp 143-147.
- Gomes, C. S. F. (2002) – Argilas. Aplicações na Indústria. Aveiro. 337p.

BIBLIOGRAFIA

- Gomes, L. M. F. (1992) – Zonamento geotécnico da área urbana e suburbana de Aveiro. Vol.1. Tese de Doutoramento em Geologia de Engenharia. Universidade de Aveiro. Aveiro. 225p.
- Gorman, C. T; Hopkins, T. C; Deen, R. C. Drnevich, V. P. (1978) – Constant rate of strain and controlled gradient testing. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 1, No.1, pp 3-15.
- Grim, R. E. (1968) – *Clay Mineralogy*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York. 569p.
- Guen, N. (1992) – Molecular Aspects of Clay/Water Interactions. In CMS Workshop Lectures, Vol.4, Clay-water Interface and its Rheological Implications, N Guen and R. M. Pollastro, eds., The Clay Minerals Society, Boulder, Colorado, pp. 1-80.
- Hajj, A. (1990) – The simulation of sampling disturbance and its effects on the deformation behaviour of clays. PhD thesis. University of Sheffield.
- Harland, W. B.; Armstrong, R. L.; Cox, A. V.; Craig, L. E.; Smith, A. G.; Smith, D. G. (1989) – *A Geologic Time Scale 1989*. Cambridge University Press.
- Hawkins, P.G., Mair, R.J., Mathieson, W.G. e Muir Wood, D. (1990), Pressuremeter measurement of total horizontal stress in stiff clay, *Proc. 3rd Intern. Symp. On Pressumeters*, Oxford, Thomas Telford, pp. 321-330.
- Hight, D.; Jardine, R. (1993) – Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays. *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks*. Edited by A. Anagnostopoulos, F. Schlosser, N. Kaltefleiter and R. Frank. Balkema. Rotterdam, pgs 533-552.
- Hight, D. (1996) – Moderator's report on Session 3: drilling, boring, sampling and description. *Proc. Int. Conf. On Advances in site investigation practice*. Thomas Telford, London. Pp 337-360.
- Hight, D. (2000) – Sampling methods: evaluation of disturbance and new practical techniques for high quality sampling in soils. 7th National congress of Portuguese Geotechnical society. Keynote Lecture. Porto, April 2000.

- Holtz, W. G. (1983) – The influence of vegetation on the swelling and shrinking of clays in the United States of America, *Geotechnique*, Vol. 23, pp. 159-163.
- Hopper, R. (1992) – The effects and implications of sampling clay soils. PhD thesis. University of Surrey.
- Hughes, J.M.O., Wroth, C.P. e Windle, D. (1977), Pressuremeter tests in sands, *Géotechnique* 27, No. 4, pp. 455-477.
- Hurst, A.; Irwin, H. (1982) - Geological modelling of clay diagenesis in sandstones. *Clay Minerals*; February 1982; v. 17; no. 1; p. 5-22.
- Hvorslev (1949) – Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes, "Waterways experiments station: N. Y., 521 pp.
- Idel, K.H.; Muhs, H.; Von Soos, P. (1969) – Proposal for "Quality Classes" in soil sampling in relation to boring methods and sampling equipment. Proc. Speciality Session 1 on Soil Sampling, 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.. Mexico. Pp. 11-14.
- IPQ (2000) – Norma Portuguesa NP EN 933-9 2000. Ensaios para determinação das propriedades geométricas dos agregados. Parte 9: Análise dos finos. Ensaio do azul de metileno. Instituto Português da Qualidade. Caparica. 16p.
- Iwasaki, T.; Tatsuoka, F.; Takagi, Y. (1977) – Shear Moduli of sands under
- Jamiolkowski; Lad; Germaine; Lancelotta (1985) – New developments in field and laboratory tests of soils. XI Int. Conf. of Soil Mechanics. S. Francisco. 1985.
- Jardine, R.J. (1992) - "Nonlinear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests". *Can. Geotech.* 29, pp 436-447
- Jefferies, M.G. (1988), Determination of horizontal geostatic stress in clay with self-bored pressuremeter, *Can. Geotech.* 25, Vol. 3, pp. 559-573.
- Josseume, H; Hieng, I; Stempfelet (1991) – Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression.

BIBLIOGRAFIA

- Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées 172 – Mars-Avril. 1991. pp. 109-120.
- Landanyi, B. (1973) - Expansion of a Cavity in a Saturated Clay Medium. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 89, No. SM4, Proc. Paper 3577, July 1973, pp 127-161.
- La Rochelle, P.; Leroueil, S.; Tavenas, F. (1986) – A technique for long-term storage of clay samples. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 23, 4, pp 602-605.
- La Rochelle, P.; Leroueil, S.; Tavenas, F. (1987) – Discussion on «Strain path method», Proc. ASCE, Journal Geotechnical Division, 113 (9), pp. 1088-1090.
- Larsson, R; Sallfors, G. (1986) – Automatic continuous consolidation testing in Sweden. Consolidation of Soils. Testing and Evaluation. ASTM Special Technical Publication 892. Yong and Townsend editors. Philadelphia. Pp 299-328.
- Lauverjat, J. (1982) – Le Crétacé Supérieur dans le Nord du Bassin Occidental Portugais. Thèse Doctorat d'État ès Sciences Naturelles. Université Pierre et M. Curie. Paris. 717 pg.
- Lauverjat, J.; Carvalho, J; Marques da Silva, M. (1983) – Contribuição para o estudo hidrogeológico da região de Aveiro. Bol. Soc. Geol. Portugal, XXIV, pp. 295-304.
- LNEC (1968) – Especificação LNEC E219-1968. Prospeção Geotécnica de Terrenos. Vocabulário. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. 7p.
- Low, P. F. (1987) – Structural Component of the Swelling Pressure of Clay. Langmuir, Vol. 3, pp. 18-25.
- Low, P. F. (1992) – Interparticle Forces in Clay Suspensions: Flocculation, Viscous Flow, and Swelling. In CMS Workshop Lectures, Vol.4, Clay-water Interface and its Rheological Implications, N Guven and R. M. Pollastro, eds., The Clay Minerals Society, Boulder, Colorado, pp. 157-190.

- Lune, T.; Berre, T.; Strandvik, S. (1997) – Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. Symp. On Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, 81-102.
- Manassero, M. (1989) - "Stress-Strain Relationships from Drained Self Boring Pressuremeter Tests in Sand". *Géotechnique* 39, No.2.
- Manuppella, G.; Soares, F.; Rocha, R. (1976)- Carta Geológica de Portugal, esc.1/50000, Folha 19-C Figueira da Foz. Sev. Geol. de Portugal. Lisboa.
- Marques da Silva, M. (1990) – Hidrogeologia del sistema multiacuifero Cretacico de Bajo Vouga-Aveiro (Portugal). Tese Univ. Barcelona.
- Marques da Silva, M.; Andrade, A. A. Soares de (1998) – Sobre a profundidade do soco hercínico na região de Aveiro. Actas do V Congresso Nacional de Geologia, Instituto Geológico e Mineiro, Comunicações, Tomo 84, Fascículo 1, pgs. D40-D43. Lisboa.
- Marques, M. A. L. (1997) – Teoria e prática do pressiómetro autoperfurador: novos desenvolvimentos em solos rijos e rochas brandas. Dissertação de mestrado em Mecânica dos Solos. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Dep. Engenharia Civil. Lisboa. 149p.
- Marsland, A. e Randolph, M.F. (1977), Comparison of the Results from Pressuremeter Tests and Large Insitu Plate Tests in London Clay. *Géotechnique* 27, No. 2, pp. 217-243.
- Mieussens, C. e Nardone, A (1985) – L' oedomètre à contre-pression LPC, Bull. liasion Laboratoire des Ponts e Chaussees 139, sept.-oct., pp. 19-23.
- Mitchell, J. K. (1992) – Characteristics and Mechanisms of Clay Creep and Creep Rupture. In CMS Workshop Lectures, Vol.4, Clay-water Interface and its Rheological Implications, N Guven and R. M. Pollastro, eds., The Clay Minerals Society, Boulder, Colorado, pp. 211-244.
- Mitchell, J. K. (1993) – Fundamentals of Soil Behavior, 2nd ed. John Wiley & Sons, Inc., New York. 437p.

BIBLIOGRAFIA

- Newman, R. L. (1991) Interpretation of data from self-boring pressuremeter test for the assessment of design parameters in sand. Tech Seminar on Pressuremeters for Design in Geotechnics, Soil Mechanics, Ltd, UK.
- Novais Ferreira, H. (1983) – Acerca do coeficiente de impulso em repouso. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Mem. N.º 610. Lisboa. 66p.
- Nuyens, J. (1992) – Le Pressiomètre et le calcul des fondations. Groupement Belge de Mecanique des Sols. 23p.
- Olson, R. E. (1986) – State of the Art: Consolidation Testing. Consolidation of Soils. Testing and Evaluation. ASTM Special Technical Publication STP 892. Yong and Townsend editors. ASTM, Philadelphia, Pp 7-70.
- Ortigão, J. A. R. (1995) – Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Segunda edição. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro. 378p.
- Palmer, A. C. (1972) – Undrained plane-strain expansion of cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. Géotechnique 22, n.º3, pg 451-457.
- Pena dos Reis, R.; Corrochano, A.; Bernardes, C.; Cunha, P.; Dinis, J. (1992) – O Meso-Cenozóico da Margem Atlântica Portuguesa. Excursiones, III Congr. Geol. España / VIII Congr. Lat.-Amer. Geol., Salamanca, pp. 115-138.
- prEN 1997-1 (1991), Eurocode 7: Geotechnical design, Part 1: General rules.
- prEN 1997-2 (1991), Eurocode 7: Geotechnical design, Part 2: Ground investigation and testing.
- prEN ISO 22475-1 (2003) – Geotechnical investigation and testing – Sampling by drilling and excavation methods and groundwater measurements – Part 1: Technical principles for execution (ISO/WD 22475-1). CEN/TC 341. 116p.
- Robertson, P.K. and Hughes, J.M.O. (1985) - Determination of Properties of Sand from Self-Boring Pressuremeter Tests . The Pressuremeter and Its Marine Applications, Second International Symposium.

- Rey, J. (1995) - The Lusitanian Basin During The Cretaceous Period. Com. Intensive Course, The Organization of Sedimentary Basins. Erasmus Programm. Coimbra, September 1995.
- Rocha, F. J. F. T. (1989) – Contribuição da mineralogia das argilas para o conhecimento da geologia de sub-superfície da região da Ria de Aveiro. Provas de aptidão pedagógica e capacidade científica. Departamento de Geociências. Universidade de Aveiro. Aveiro. 130 pg.
- Rocha, F. J. F. T. (1993) – Argilas aplicadas a estudos litoestratigráficos e paleoambientais na bacia sedimentar de Aveiro. Dissertação de Doutoramento. Universidade de Aveiro. Aveiro. 399p.
- Rocha, F. J. F. T. (1996) – A importância das argilas na análise das bacias sedimentares. Confer. Seminário Sobre Lagunas Costeiras e Ilhas-Barreira da Zona Costeira de Portugal. EUROCOAST-Portugal/Univ. Aveiro.
- Rocha, F.; Gomes, C. (1989) – The importance of clay mineralogy in the stratigraphical and structural studies of the cretaceous sediments of the rio Vouga estuary (Portugal). Geociências, Rev. Univ. Aveiro, Vol.4, fasc.2, pp 97-105.
- Rocha, F.; Gomes, C. (1991a) – Litoestratigrafia das formações cretácicas da região da “Ria de Aveiro”. Contribuição dos estudos químicos e mineralógicos relativos às fracções argilosas dos sedimentos. Geociências, Rev. Univ. Aveiro, Vol.6, fasc.1.2, pp 47-58.
- Rocha, F.; Gomes, C. (1991b) – Estudos mineralógicos e sedimentológicos das fracções finas de sedimentos cretácicos da região de Aveiro-Ílhavo. Memórias e Notícias, Publ. Mus. Lab. Mineral. Geol., Univ. Coimbra, n.º 111, pp 39-51.
- Rocha, F.; Gomes, C. (1991c) – Novos dados sobre o Terciário e o Quaternário da região de Aveiro. Conf. e Com. Seminário A Zona Costeira e os Problemas ambientais. Eurocoast. Universidade de Aveiro. Aveiro. pp. 80-90.

BIBLIOGRAFIA

- Rocha, F.; Gomes, C. (1992) – Contribution of clay mineralogy and geochemistry for the discrimination of lower jurassic formations in the Aveiro sedimentary basin. *Geociências, Rer. Univ. Aveiro*, 7 (1/2).
- Rocha, F.; Gomes, C. (1995) – Paleoenvironment of the Aveiro region of Portugal during the Cretaceous, based on clay mineralogy. *Cretaceous Research*. 16, pp 187-194.
- Rocha, M.; Barroso, M. (1971) – Some application of the integral sampling method in rock mass. *Proceedings Symposium ISRM on Rock Fracture, Nancy*, pp. 1-12.
- Rowe, P.W. (1962) - The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, *Proceedings of the Royal Society*. Vol. 269, Series A, pp 500-527.
- Rowe, P.W. (1971) - Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil, *Proceedings of Roscoe Memorial Symposium*, pp 143-194.
- Seko, R.; Tobe, K. (1977) – Research of stiff clay. *Proc. Speciality Session 2 on Soil Sampling*. 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Found. Eng., Tokyo, pp. 44-45.
- Rutledge, P. (1944) – Relation of undisturbed sampling to laboratory testing, *Transactions ASCE*. Vol. 109, 1155p.
- Sandbaekken, G; Berre, T; Lacasse, S. (1986) – Oedometer testing at the Norwegian Geotechnical Institute. *Consolidation of Soils. Testing and Evaluation*. ASTM Special Technical Publication 892. Yong and Townsend editors. Philadelphia. Pp 329-353.
- Saraiva, M.; Barradas, J.; Marques da Silva, M. (1983) – Aquífero cretácico de Aveiro: subsídios para a sua caracterização hidrogeológica. *III Simp. Hidrogeol., Madrid*, pp. 719-730.
- Seko, R.; Tobe, K. (1977) – Research of stiff clay. *Proc. Speciality Session 2 on Soil Sampling*. 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Found. Eng., Tokyo, pp. 44-45.
- SETRA/LCPC (1992) – Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule 1 et 2. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes/Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

- Siddique, A. (1990) – A numerical and experimental study of sampling disturbance. PhD thesis. University of Surrey.
- Silvestri, V.; Yong, R.; Soulié, M.; Gabriel, F. (1986) – Controlled-Strain, Controlled-Gradient, and Standard Consolidation Testing of Sensitive Clays. Consolidation of Soils. Testing and Evaluation. ASTM Special Technical Publication 892. Yong and Townsend editors. ASTM, Philadelphia, Pp 433-450.
- Skempton, A. W. (1953) – The colloidal activity of clays. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, pp. 57-61.
- Soares, A. F. (1966) - Estudo das formações pos-jurássicas da região de entre Saregento-Mor e Montemor-o-Velho. Memórias e Notícias, Publ. Mus. Lab. Min. Geol. Univ. de Coimbra, 62.
- Soares, A. F.; Barbosa, B. P.; Pena dos Reis, R. P. B. (1982) – Esboço de enquadramento cronostratigráfico das unidades líticas pós-jurássicas da Orla Meso-Cenozóica Ocidental entre os paralelos de Pombal e Aveiro. Memórias e Notícias, Publ. Mus. Lab. Mineral. Geol. Univ. Coimbra, n.º 93, pgs 77-91.
- Soares, A. F.; Rocha, R.; Elmi, S.; Henriques, M.; Mouterde, R.; Almeras, I.; Ruget, C.; Marques, J.; Duarte, L.; Carapito, M.; Kullberg, J. (1993) – Le sous-bassin nord-lusitanien (Portugal) du Trias au Jurassique moyen: histoire d'un "rift avorté". C. R. Acad. Sci. Paris, t. 317, Série II, p. 1659-1666.
- Sousa Coutinho, A. G. (1987) – Teoria de interpretação de ensaios com pressiómetro autoperfurador. Geotecnia n.º 49, pg. 49-77.
- Sousa Coutinho, A. G. (1988) – Uma técnica numérica de resolução da equação de Palmer. Geotecnia n.º 52, pg. 25-41.
- Sousa Coutinho, A. G. (1990) – Radial expansion of cylindrical cavities in sandy soils: application on pressuremeter tests. Canadian Geotechnical Journal n.º 67, pg. 737-748.

BIBLIOGRAFIA

- Stolben, F.; Eitner, V.; Hoffmann, H. (2004) – Sampling by drilling and excavations and groundwater measurements according to EN ISO 22475 for geotechnical investigations and site characterisation. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation. Porto, 2004. Viana da Fonseca & Mayne eds., Millpress, Rotterdam, pp 385-390.
- Sutherland, H. (1963) – The use of in situ tests to estimate the allowable bearing pressure of cohesionless soils. *The Structural Engineer*. 41 (3), pp 85-92.
- Tatsuoka, F.; Kohata, Y., Murata, K.; Ochi, K.; Wang, L. (1996) – Sample disturbance in rotary core tube sampling of soft rock. *Advances in site investigation practice*. Thomas Telford, London. Pp 281-292.
- Teixeira, C.; Zbyszewski, G. (1976) – Carta Geológica de Portugal, 1/50000. Notícia explicativa da folha 16-A, Aveiro. *Serviços Geológicos de Portugal*.
- Teixeira, C., (1979) – Plio-Plistocénico de Portugal. *Com. Serv. Geol. Portugal*; t. LXV, pp. 35-46. Lisboa.
- Terzaghi, K; Peck, R. (1967) – *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Ed. John Wiley & Sons, New York. 729p.
- Vésic, A.S. (1972), Expansion of cavities in infinite soil mass, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 98, SM3, pp. 265-290.
- Viana da Fonseca, A. (1996) – *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas*. Tese de Doutoramento. FEUP. 774p.
- Voughan, P.; Chandler, R.; Apted, J.; Maguire, W.; Sandroni, S. (1993) – Sample disturbance with particular reference to its effect on stiff clays. *Proc. Wroth Memorial Symp. Oxford*, 685-708.
- Whittle R.W (1999) - Using non-linear elasticity to obtain the engineering properties clay - a new solution for the self boring pressuremeter". *Ground Engineering*, Vol.32, No.5, pp 30-34.

- Windle, D.; Wroth, C.P. (1977) - "The Use of a Self-boring Pressuremeter to determine the Undrained Properties of Clays". Ground Engineering, September
- Wissa, A. E. Z.; Christian, J. T.; Davis, E. H.; Heiberg, S. (1971) – Consolidation at constant rate of strain. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97, No. SM10, pp. 1393-1413.
- Wood, D. M. (1990) - "Strain dependent soil moduli and pressuremeter tests". Géotechnique, 40, pp 509-512
- Wroth, C.P. (1982), British Experience with the Self Boring Pressuremeter, in Proceedings of the Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications, Paris, Editions Techniq. 75737, Paris Cedex 15.
- Wroth, C. P.; Houlsby, G. T. (1985) – Soil Mechanics – Property characterization and analysis procedures. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, pp. 1-55.
- Wroth, C. P; Hughes, J. M. O (1973) – An instrument for the in situ measurement of the properties of soft clays. Proceedings of the 8th international conference on soil mechanics and foundation engineering. Moscow. Vol. 1.2, 487-494.